

ERBAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1960

9

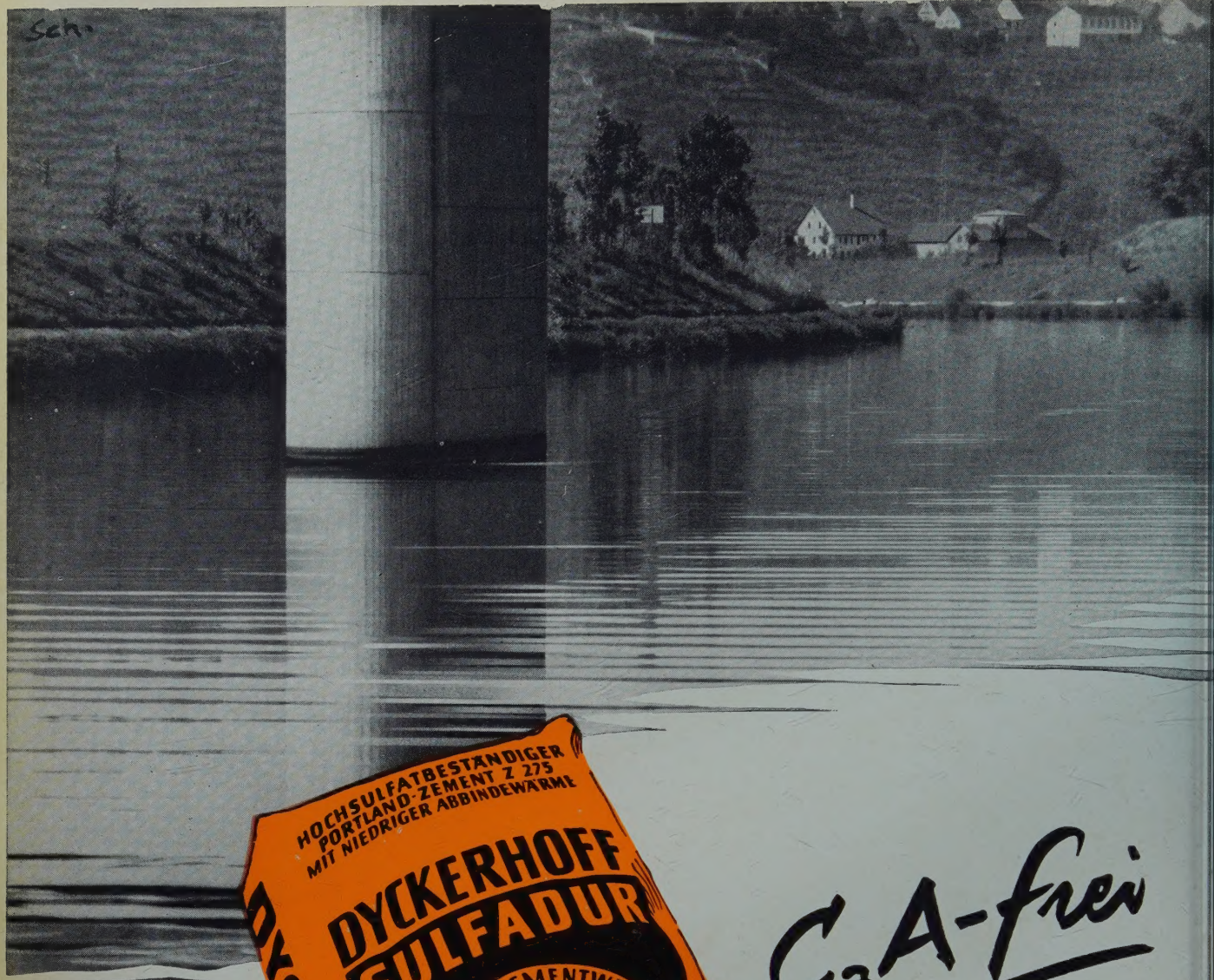


14 Hüttenwerke in Deutschland

produzieren

Rippen-TORSTAHL*

* Wortmarke geschützt



C₃A-frei

für Wasserbauten

immun gegen Sulfat-Angriffe,
deshalb wirtschaftlich . . .
ein Portland-Zement mit geringem Schwindmaß
und niedriger Wärmeentwicklung.

Verlangen Sie unsere Schriften über DYCKERHOFF-Sulfadur.
Zur unverbindlichen Beratung stehen wir jederzeit zur Verfügung.



DEMAG

AUSRÜSTER DER INDUSTRIE

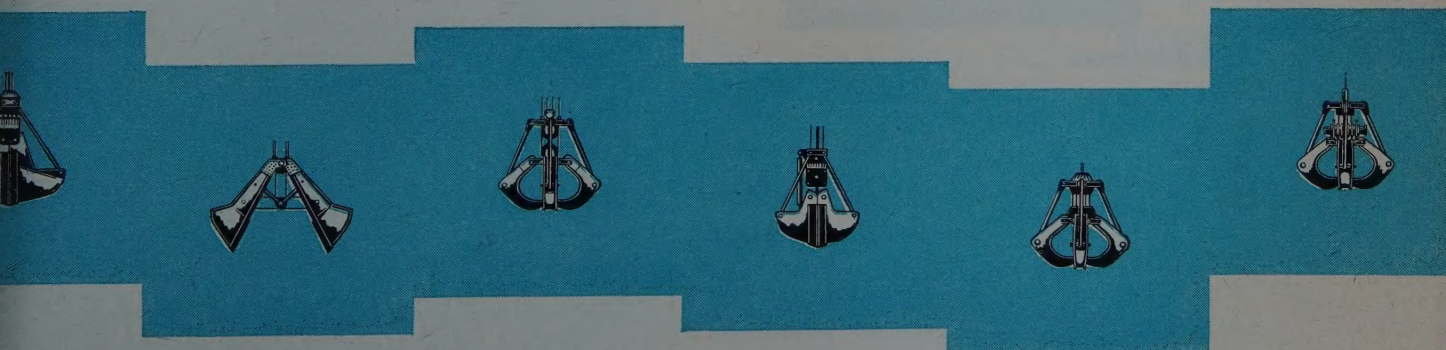


Rationelles Arbeiten

wird heute nicht nur vom Menschen, sondern auch von den Arbeitsgeräten verlangt. DEMAG-Erzeugnisse erfüllen diese Forderung.

Die robusten Konstruktionen der DEMAG-Mobilkrane, der Lasthebemagnete und der Greifer ermöglichen Einsätze unter härtesten Bedingungen. In vielen Wirtschaftszweigen und in allen Teilen der Welt haben sich diese Geräte bewährt und erheblich dazu beigetragen, die Zeiten zu verkürzen und den gesamten Arbeitsablauf zu rationalisieren.

Fordern Sie Prospekte an! Unsere Fachingenieure stehen Ihnen gern auf Wunsch beratend zur Verfügung.



DEMAG-ZUG GMBH

WETTER (RUHR) • TELEFON 2041-2049 • DRAHTWORT: DEMAGZUG WETTERRUHR • FERNSCHREIBER 0823869

Moderne Kautschukerzeugnisse für das

BAUGEWERBE

Für alle Einsatzzwecke liefern wir

Gummitteile aus

Naturkautschuk und

Synthetischem Kautschuk

in bewährten Ausführungen

Unsere **NEOPRENE***-Qualitäten
sind aufgebaut nach den
Spezifikationen der **AASHO**

Zum Einsatz kommen:

Fugenbänder - Formteile - Platten - Streifen
bewegliche Unterlagen - Abdichtungen aller Art

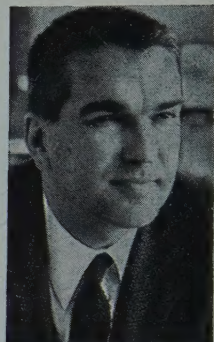
* Du Pont

**NEW-YORK HAMBURGER
GUMMI-WAAREN COMPAGNIE**

Angeschl.: DR. HEINR. TRAUN & SÖHNE G. M. B. H.
HAMBURG-HARBURG



EDELSTAHL ROSTFREI IN DER AMERIKANISCHEN ARCHITEKTUR VON HEUTE



Informationstagungen mit Lichtbildvorträgen
des amerikanischen Architekten **Prof. G. E. Danforth**,
Institute of Technology, Chicago

Düsseldorf, Malkasten, Jacobistraße 6

Berlin, Kongreßhalle, (Theatersaal)

Hamburg, Patriotisches Gebäude, Trostbrücke Nr. 6

Stuttgart, Staatsbauschule, Kanzleistraße 29

München, Akademie für Bautechnik, Karlstraße 6

(Eingang Barer Straße)

Freitag, 30. 9., 16.00 Uhr

Montag, 3. 10., 15.00 Uhr

Mittwoch, 5. 10., 17.00 Uhr

Freitag, 7. 10., 15.00 Uhr

Montag, 10. 10., 20.00 Uhr

Nach dem Vortrag, dem sich eine Diskussion und ein Referat anschließen, wird ein Farbfilm gezeigt.
Der Vortrag wird in englischer Sprache gehalten und durch drahtlose Simultan-Anlage übersetzt.

Eintrittskarten werden über die Redaktion dieser Zeitschrift kostenfrei zugesandt.

AUSSTELLUNG mit amerikanischen und deutschen Architektur-Beispielen (Bauteile in Originalgröße,
Modelle, Fenster, Türen, Beschläge, Profile, Lichtbilder und Tafeln). Eintritt frei

Düsseldorf, Malkasten

29. September, 16.00 - 20.00 Uhr

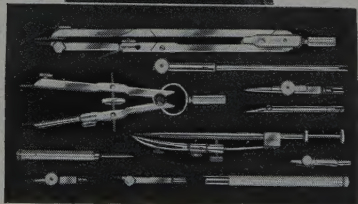
30. September bis 3. Oktober, 10.00 - 20.00 Uhr

Stuttgart, Staatsbauschule

6. Oktober, 17.00 - 20.00 Uhr

7. und 8. Oktober, 10.00 - 20.00 Uhr

Das vollkommene Techniker-Reisszeug DM 38,50



in Taschenbuchtui

enthält alle benötigten Instrumente und verzichtet
auf entbehrliche Ausstattung.

Hochglanzvernickelt — bewährte Geradeführung — auswechsel-
bare Nadeln — 2 Kniegelenke am Einsatzzirkel — Reinigungs-
vorrichtung an Reissfedern — Einsatz-Teilzirkel mit Mittelrad —
Volle Garantie auf Lebenszeit

deshalb so preisgünstig

Bitte wenden Sie sich an Ihren Fachhändler oder
verlangen Sie unser ausführliches Angebot.

BAYERISCHE REISSZEUGFABRIK AG NÜRNBERG

Tiefgründungen

Schwerlastpfahl

»System Simpol«

Eingerüttelter Ortbeton-Rammpfahl
mit vorgefertigter Spitze und
vollarmiertem Stahlbetonschaft

Rüttel- und Preßbetonbohrpfähle
Brunnengründungen

Grundwasser- absenkungen

Flach-, Tief- und Großbrunnenanlagen
Vacuumanlagen »System Pollems« DBPa.

Bohrungen
Aufschlußarbeiten
Rohrleitungsbau



FRITZ POLLEMS KG. WEST
BREMEN · ESSEN · BERLIN

ORTBETONRAMMPFAHL
»SYSTEM SIMPOL«





Geringste Toleranzen

Die modernen Verarbeitungsmaschinen, zum Beispiel in den Nieten-, Schrauben- und Kettenfabriken, arbeiten nur dann wirtschaftlich, wenn ein Vormaterial mit vollkommen gleichmäßigem Querschnitt über die gesamte Stablänge eingesetzt wird.

Wir können derartige Stähle liefern, weil die kontinuierliche Anordnung der Walzgerüste unserer Feineisenstraße eine große Stichzahl in den Walzgerüsten ermöglicht, so daß je Stich nur geringe prozentuale Querschnittsabnahmen erforderlich sind. Da gleichzeitig die Walzgeschwindigkeiten durch eine automatische Schlingenregelung diesen Querschnittsabnahmen genau angepaßt sind, erhält man Walzstäbe von großer Gleichmäßigkeit.

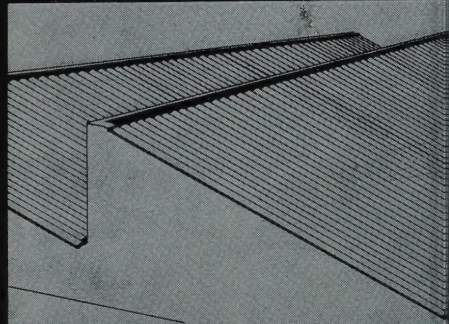
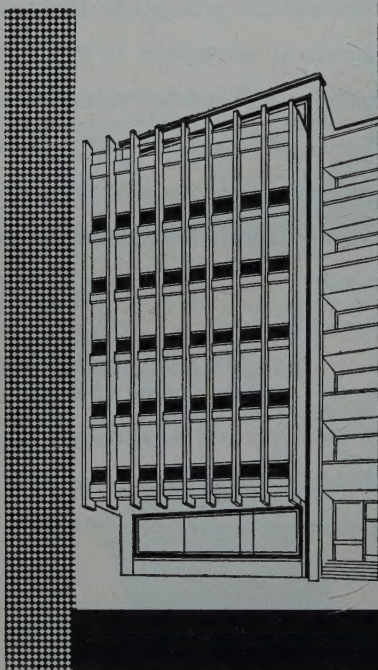
Weitere interessante Einzelheiten über die technische Ausrüstung und Arbeitsweise dieser modernsten Anlage in der Bundesrepublik enthält neben dem ausführlichen Walzprogramm unser Prospekt „Feineisenstraße“.

Unsere Verkaufsabteilung sendet Ihnen auf Wunsch diese Schrift gern zu.

**HOESCH AG WESTFALENHÜTTE
DORTMUND**



Baustoff mit Karriere



Immer mehr Aluminium - immer mehr Vorteile

Um mehr als das Sechsfache ist die Verwendung von Aluminium im Bauwesen in den letzten Jahren gestiegen. Das hat seinen guten Grund: die leichte, fast schwerelose Bauweise unserer Zeit verlangt nach einem so leichten, formschönen und doch kraftvollem Bauelement wie Aluminium. Oft wird sie durch unser Metall überhaupt erst ermöglicht.



VEREINIGTE ALUMINIUM-WERKE
AKTIENGESELLSCHAFT · BONN

leicht (spezifisches Gewicht 2,7)
Ersparnis an Material und Transportkosten

fest Die für Konstruktionszwecke verwendete Aluminium-Legierung AlMgSi F 32 hat eine zulässige Spannung von 1500 kg/cm².

beständig Unempfindlich gegen Witterung und Korrosion, lange Lebensdauer, kein Anstrich.

rationell Durch vielfältige Strangpreßprofile wird der Konstruktions- und Fertigungsaufwand vermindert.

zeitsparend Vorfabrizierte Bauelemente lassen sich leicht transportieren und schnell montieren.

dekorativ Eloxiertes Aluminium behält immer seinen reinen, schimmernden Glanz.

aluminium
aus deutschen hütten

Inhaltsübersicht

	Seite
K 624.155.11.072.33.044 : 534.001.24 : 621.165 - 218 <i>Dipl.-Ing. K.-H. Schrader, Berlin:</i> Berechnung eines Turbinenfundamenttrah- nens nach der Formänderungsmethode mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität Mit 20 Abbildungen	329
K 627.132 : 627.812 : 627.83 : 532.59 <i>Dr.-Ing. H. Annemüller, Dortmund:</i> Einfluß des Turbinenschnellschlusses auf die Schiff- fahrt in Kraftwasserstraßen Mit 11 Abbildungen	338
K 624.042.8 : 624.072 : 69.025.1/.2 <i>Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg:</i> Dynamische Einflüsse bei Bauten, insbesondere bei Ge- bäudedecken Mit 9 Abbildungen	343
K 624.072.33 : 624.15 <i>Dipl.-Ing. W. Bültmann, Hamburg:</i> Boden eingespannte zweistielige Rechteckrahmen Mit 3 Abbildungen	348
K 624.072.322.041.61 : 624.042.6 <i>Mok-Kong Shen, Karlsruhe:</i> Einfluß der Achsenänderung auf die Auf- lagerkräfte des eingespannten Bogens Mit 2 Abbildungen	352

Kurze Technische Berichte

K 624.92.012.46 : 726.5 (447) (047.6) Basilika des hl. Pius X. in Lourdes Mit 5 Abbildungen	354
K 624.94.016.714 : 725.91 (52) (047.6) Hallenbau in Tokio Mit 4 Abbildungen	355
K 621.039.546 : 624.953 (73) (047.6) Container des Army Package Power Reactor Mit 6 Abbildungen	356
K 627.825.7.06.001.5 : 69.058 (44) (047.6) Bogenstaumauer Du Gage Mit 6 Abbildungen	358
K 624.21.012.46 : 69.057 : 691.328.2 : 624.15 (595.13) (047.6) Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singa- pur; Gründung und Montage Mit 4 Abbildungen	360
Verhandlungen	361
Erscheinungen	364
Verschiedenes	364

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktion, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr.

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 13 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich der Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Antertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benützer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Werkmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Die Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/Lein, Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt die Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Werkmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelhefte DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,— vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Schwingungsberechnung eines Turbinenfundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität

Von Dipl.-Ing. Karl-Heinrich Schrader, Berlin

K 624.159.11.072.33.044 : 534.001.24 : 621.165 - 218

Bezeichnungen

(allgemein übliche Bezeichnungen sind nicht aufgeführt)	
$\begin{matrix} x \\ y \end{matrix}$	raumfeste Koordinaten, wie nebenstehend orientiert, gleichzeitig im Sinne von Verschiebungen gebraucht
$\begin{matrix} i \\ k \end{matrix}$	auf die einzelne Stabachse i, k bezogene Verschiebungen
M_{ik}	Stabendmomente
Q_{ik}	Stabendquerkräfte
N_{ik}	Stabendlängskraft
B_{ik}	Stabendbiegemomente
γ	spezifisches Gewicht (nicht mit dem Winkel zu verwechseln)
$\tilde{K}$	Amplitude der Erregerkraft $\tilde{K} \cos \omega t, \tilde{K} \sin \omega t$
μ	Stabbeiwert für Querschwingung
ν	Stabbeiwert für Stablängsschwingung
ρ	Stabmasse je Längeneinheit
E	Steifigkeitsverhältnisse
I	$\left[\left(\frac{l}{EI} \right)_v \right]$: reziproke Vergleichssteifigkeit
β	Verhältniswert für Längsschwingung
F	Amplitude der Stabendverschiebungen
F_6	Amplitude (ganz allgemein)
F_6	in Koloušek [1] tabulierte, transzendente Funktionen von λ zur Berechnung der Stabendschnittlasten
m	Einzelmasse
J	Massenträgheitsmoment
c	Drehfederkonstante
k	Dehnfederkonstante

I. Problemstellung

Das Ziel der vorliegenden Untersuchung¹ ist, einen Turbinenfundamentrahmen nach einer strengeren Methode dynamisch zu berechnen und dabei die Stabschwingungen, zusätzliche Einzelmassen aus der Maschinenaufkast und besonders die Baugrundelastizität zu berücksichtigen. Die Rechnung ist so aufgebaut, daß sie einen möglichst weitgehenden theoretischen Einblick gestattet. Um den Rechenaufwand in erträglichen Grenzen zu halten, mußte auf eine Berechnung als räumliches Tragwerk verzichtet werden. Von dem aus Längs- und Querrahmen aufgebauten System wurde deshalb nur ein Querrahmen untersucht. Bei gleichartig ausgebildeten Querrahmen ist es zulässig und üblich, diese getrennt zu untersuchen. Zur Berechnung wurde von dem von Koloušek [1] angegebenen Verfahren ausgegangen.

¹ Die Arbeit entstand auf Anregung von Prof. Dr.-Ing. H. Lorenz im Frühjahr 1958 am Grundbauinstitut der T. U. Berlin. Der Verfasser ist Herrn Prof. Lorenz für seine wohlwollende Unterstützung und Förderung sehr zu Dank verpflichtet.

II. Erläuterung des Berechnungsverfahrens

Koloušek benutzt die Formänderungsmethode.

Zur Berechnung von Stabwerken mit der Formänderungsmethode werden die Stabendschnittlasten als Funktionen der zunächst unbekannten Stabendverschiebungen angeschrieben, wobei mit Stabendverschiebungen hier und weiterhin auch Stabendverdrehungen gemeint sind. Die Verträglichkeit zwischen Schnittlasten und Verformungen ist damit erfüllt. Bestimmt man die Stabendschnittlasten nun derart, daß auch die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind, so ist das System im Gleichgewicht. Auch im Falle dynamischer Beanspruchung kann man entsprechend vorgehen. Die Stabendschnittlasten sind jetzt natürlich auch Funktionen der Zeit. Für den Fall, daß die Stabenden harmonische Bewegungen der Art

$$z_i(t) = Z_i \sin \omega t$$

ausführen und das ganze System in gleicher Weise harmonisch schwingt, kann man die Amplituden der Stabendschnittlasten des schwingenden Stabes mit den bei Koloušek [1] tabulierten Funktionen durch die Amplituden der Stabendverschiebungen ausdrücken²:

$$M_{ik} = \left(\frac{EJ}{l} \right)_{ik} \left[-F_4 \frac{v_i}{l} - F_3 \frac{v_k}{l} + F_2 \gamma_i + F_1 \gamma_k \right], \quad (1)$$

$$Q_{ik} = \left(\frac{EJ}{l^2} \right)_{ik} \left[F_6 \frac{v_i}{l} + F_5 \frac{v_k}{l} - F_4 \gamma_i + F_3 \gamma_k \right], \quad (2)$$

$$N_{ik} = (EF)_{ik} \left[(\psi \operatorname{ctg} \psi) \frac{u_i}{l} - (\psi \cos \psi) \frac{u_k}{l} \right]. \quad (3)$$

Die einzelnen Stäbe des Tragwerkes, für die die Stabendschnittlasten nach Gl. (1) bis (3) bekannt sind, mögen nun durch „starre“ Scheiben (im Grenzfall Knoten) in beliebiger Weise verbunden sein. Dann werden die Stabendverschiebungen sich eindeutig durch die 3 Koordinaten, die die Lage der Scheibe festlegen, ausdrücken lassen, und man hat ein System von federnd gelagerten Scheiben zu berechnen, mit Federn, deren Federungseigenschaften nach Gl. (1) bis (3) bekannt sind. Da die M_{ik} , Q_{ik} und N_{ik} jedoch von den Amplituden der Stabendverschiebungen an beiden Stabenden abhängen, sind die Scheiben miteinander gekoppelt. Zur Berechnung kann man sich jetzt die Scheiben (bzw. Knoten) freigemacht denken und für jede den Schwerpunktsatz und den Momentensatz, bezogen auf den Massenmittelpunkt, anschreiben³:

$$\sum X = m \ddot{x}_s, \quad \sum Y = m \ddot{y}_s, \quad \sum M_s = \Theta_s \ddot{\varphi}. \quad (4)$$

Man bekommt hierdurch so viel Gleichungen, wie das Scheibensystem Freiheitsgrade hat. Der Begriff Freiheitsgrad ist auch weiterhin in diesem Sinne zu verstehen, denn das wirkliche System hat natürlich unendlich viel Freiheitsgrade. Die den Freiheitsgraden entsprechenden Koordinaten lassen sich nach Gleichungssystem (4) berechnen. Aus den Koordinaten wiederum ergeben sich die Stabendverschiebungen und hieraus die Stabendschnittlasten.

Diese wichtige Schwingungsform, bei der das ganze Tragwerk in gleicher Phase schwingt, tritt nun auch als

² Vgl. hierzu [1] S. 21. Hier ist von den Diffgl. $EI v^{IV} - \mu \omega^2 v = 0$ und $EF u'' + \mu \omega^2 u = 0$ ausgegangen, d. h. Rotationsträgheit und Dämpfung sind nicht berücksichtigt.

³ Wenn man das Lagrangesche Prinzip ansetzt, erübrigt sich das Freimachen, dies bringt hier jedoch im Gegensatz zur Statik keinen Gewinn. Man beachte, daß der Momentensatz in dieser Form nur für die ebene Bewegung gilt.

stationärer Anteil (partikuläre Lösung der Diff.Gl.) einer erzwungenen, ungedämpften Schwingung infolge einer harmonischen Erregung auf. Nur dieser partikuläre Anteil wird untersucht. Verschiedene Erregungen mit Phasenunterschieden, bzw. verschiedene Schwingungsanteile überhaupt, werden getrennt behandelt und mit Berücksichtigung des Zeitunterschiedes überlagert. Analog können linear gedämpfte Schwingungen behandelt werden, d. h. Real- und Imaginärteil getrennt, Phasenunterschiede treten dann erst nach der Überlagerung auf. Unter den gemachten Voraussetzungen darf mit den Amplituden der Verschiebungen und Kräfte gerechnet werden, d. h. der allen gemeinsame und nicht mit angeschriebene Faktor $\sin \omega t$ (bzw. $\cos \omega t$) darf weggelassen werden.

III. Die Schwingungsberechnung für das gewählte Beispiel

1. Vorbemerkung. Zur Berechnung wurde der in Abb. 1 skizzierte Stahlbetonrahmen gewählt. Abb. 1a zeigt die der

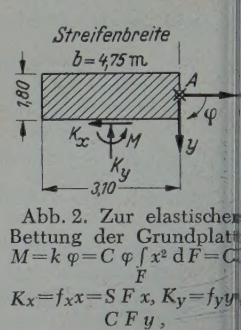
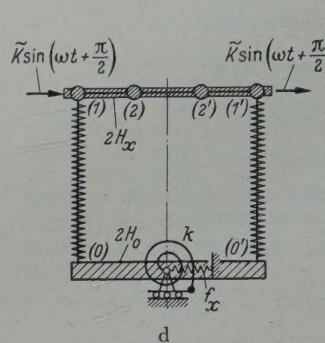
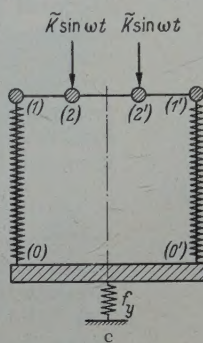
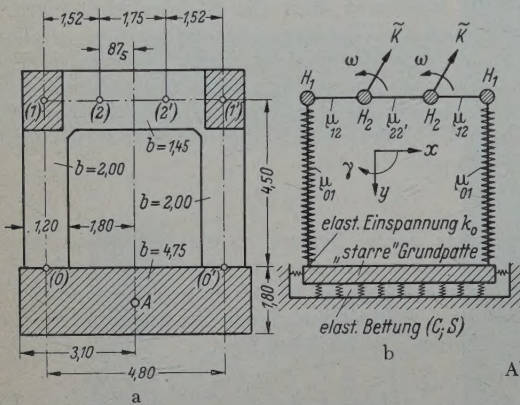


Abb. 1. Zur Berechnung gewählter Stahlbetonrahmen.

a) Wirkliche Abmessungen; b) Mechanisches System. Koordinaten für das Scheibensystem: $x_1, y_1, \gamma_1, x_2, y_2, \gamma_2, x_{2'}, y_{2'}, \gamma_{2'}, x_{0'}, y_{0'}, \gamma_{0'}$; c) System für symmetrischen Schwingungsanteil. Symmetriebedingungen u. Koordinaten: $\gamma_1 = -\gamma_{1'}, \gamma_2 = -\gamma_{2'}, \gamma_{2'} = -\gamma_{2'}, x_1 = 0, y_1 = y_{1'}, \gamma_0 = -\gamma_{0'}, y_0 = y_{0'}, x_0 = 0$; d) System für antimetrischen Schwingungsanteil. Antimetriebedingungen und Koordinaten, $\gamma_1 = \gamma_{1'}, \gamma_2 = \gamma_{2'}, \gamma_{2'} = -\gamma_{2'}, x_1, y_1 = -y_{1'}, \gamma_0 = \gamma_{0'}, y_0 = -y_{0'}, x_0$.

zahlenmäßigen Berechnung zugrunde gelegten wirklichen Abmessungen. Die sich hieraus ergebenden und später für die Zahlenrechnung benutzten Grundwerte sind in Tab. 1 zusammengestellt. Aus den Abb. 1b bis 1d ist das mech. System zu sehen. Die Stiele und der Riegel werden als biegeelastisch, die

Tabelle 1. Grundwerte für zahlenmäßige Berechnung.

Stab	01	12	22'	00'
l (m)	4,50	1,52	1,75	4,80
I (m ⁴)	0,288	0,505	0,505	1,7
F (m ²)	2,40	2,33	2,33	6,3
μ ($\frac{t \cdot s^2}{m^2}$)	0,587	0,570	0,570	
α	0,193	1,000	0,868	~ 1
β	0,0651	1,000	0,753	
ε	0,0220	1,000	0,654	
κ	3,711	—	—	
$\frac{1}{V\omega} \lambda$ (s ^{1/2})	0,129	0,0377	0,0434	
$\frac{1}{\omega} \psi$ (s)	0,001 285	—	—	

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{l}{EI} \right)_v &= 1,003 \cdot 10^{-6} \text{ (tm)}^{-1} \\ \left(\frac{l^2}{EI} \right)_v &= 1,524 \cdot 10^{-6} \text{ (t}^{-1}) \\ \left(\frac{l^3}{EI} \right)_v &= 2,32 \cdot 10^{-6} \text{ (} \frac{m}{t} \text{)} \\ \Theta_s &= 20,772 \text{ (tm s}^2 \text{)} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} H_1 &= 3,150 \\ H_2 &= 0,923 \\ H_0 &= 6,484 \\ H_x &= 5,783 \end{aligned} \quad \left(\frac{t \cdot s^2}{m} \right)$$

Stiele außerdem auch als längselastisch angenommen. Außer der Massenbelegung der Stäbe (μ) werden zusätzliche Einzelmassen H aus Maschinenaufkast und Längsriegeln angenommen.

Die Grundplatte wird für die Schwingung als starre Scheibe betrachtet, die federnd im Baugrund gelagert ist. Die 4 Einzelmassen H_i bilden zusammen mit der Grundplatte, und wegen der elastischen Einspannung der Stiele mit den 2 Knoten in den Punkten 0 und 0' ein System aus 7 Scheiben mit 14 Freiheitsgraden⁴. Die Zerlegung in Symmetrie- und Antimetrieanteil ermöglicht eine Zurückführung auf 6 bzw. 8 Freiheitsgrade. Die hierfür gewählten Koordinaten sind aus Abb. 1c und 1d zu sehen. Hierbei sind im Antimetriefall „kleine“ Verdrehungen der Grundplatte und eine „dünne“ Platte vorausgesetzt, anderenfalls sind die x_0 und y_0 als unabhängige Verschiebungen kinematisch nicht verträglich. Eine genauere Erklärung würde hier zu weit führen.

Der Fehler ist unbedeutend, während sich die Rechnung merklich vereinfacht, weil eine Berechnung der Stabendverschiebungen aus den Scheibenkoordinaten entfällt.

Zu erwähnen ist noch, daß im Antimetriefall beim Aufschreiben der x -Komponente von Gl. (4) der ganze Riegel als eine starre Scheibe zu behandeln ist, weil er ja als längsstarr angenommen wird. Die zugehörige Masse ist in Abb. 1d mit $2F$

Abb. 2. Zur elastischen Bettung der Grundplatte $M = k \varphi = C \int x^2 dF = C \int x^2 dF$
 $K_x = f_x x = S F x, K_y = f_y y = C F y$

bezeichnet. Die Transversalschwingung des Riegels als Stab bleibt davon natürlich unberührt. Die elastische Lagerung der Grundplatte im Baugrund wird durch die Federkonstanten f_x, f_y und charakterisiert, die sich aus der dyn. Bettungsziffer C bzw. der dyn. Schubziffer S in Verbindung mit den Abmessungen der Grundplatte nach Abb. 2 ergeben. Gegen diese idealisierende Annahme ließe sich manches einwenden, vgl. Lorenz [1] und Polz [3]. Hiernach sind die Federungseigenschaften des Bodens auch Funktionen von ω und außerdem würden Phasenverschiebungen zwischen Verschiebung und zugehöriger Rückstellkraft auftreten. Bettungs- und Schubziffer sind also keine Bodenkonstanten.

Die Einspannung der Stiele in der Grundplatte wird größenordnungsmäßig durch die Federkonstanten k_0^v und k_0^n berücksichtigt, die sich aus den Grundplattenabmessungen für den Fall der Statik, d. h. $\omega = 0$ ergeben. Es ist im Symmetriefall

$$M_{00'}^{sv} = k_0^{sv} \varphi = 2(EI/l)_{00'} \varphi, \quad (l/EI)_{00'} k_0^{sv} = 2 \alpha_{00'} \approx 2 \quad \text{und} \\ \text{im Antimetriefall analog } (l/EI)_{00'} k_0^n = 6 \alpha_{00'} \approx 6. \quad (\text{vgl. Tab. 1})$$

Als Belastung wird eine umlaufende, in den Knoten 2 und 2' angreifende, im stationären Zustand dem Betrage nach konstante Fliehkraft angenommen und in eine vertikale und eine horizontale, gegeneinander um $\pi/2$ phasenverschobene, harmonische Belastung zerlegt (Abb. 1c und 1d). Die sich so ergebenden Symmetrie- und Antimetrieanteile werden dann getrennt untersucht.

2. Die Gleichungssysteme für die Amplituden der unbekannten Verschiebungen.

2.1 Das Gleichungssystem für den Symmetrieanteil. Wie in Abschnitt II beschrieben, werden hierzu für jede Scheibe (Knoten) der Schwerpunkt- und Momentensatz angeschrieben. Beim Einsetzen der Stabendschnittlasten nach Gl. (1) bis (3) müssen die Symmetriebedingungen nach Abb. 1c berücksichtigt werden. Ziel liefert der Momentensatz für den Knoten 2:

$$\begin{aligned} M_{22'} &= \left(\frac{EI}{l} \right)_{22'} \left(-F_4 \frac{v_2}{l} - F_3 \frac{v_{2'}}{l} + F_2 \gamma_2 + F_1 \gamma_{2'} \right) \\ M_{21} &= \left(\frac{EI}{l} \right)_{12} \left(F_4 \frac{v_2}{l} + F_3 \frac{v_1}{l} + F_2 \gamma_2 + F_1 \gamma_1 \right) \\ \Sigma M_2 &= -\Theta_2 \ddot{\gamma}_2 \quad \text{mit } \Theta_2 \approx 0 \end{aligned}$$

⁴ Weil der Riegel längsstarr angenommen wurde, hat dieser x -Richtung nur eine Freiheit.

ach Erweitern mit

$$\left(\frac{l}{EI}\right)_v \text{ und mit } v_2 = v_{2'} = y_2; v_1 = y_1$$

$$\Sigma M_2 = (\alpha F_1)_{12} \gamma_1 + \{(\alpha F_2)_{12} + [\alpha(F_2 - F_1)]_{22'}\} \gamma_2 +$$

$$+ \{(\beta F_4)_{12} - [\beta(F_4 + F_3)]_{22'}\} \frac{y_2}{l_v} + (\beta F_3)_{12} \frac{y_1}{l_v} = 0.$$

ies ist die 2. Zeile der Matrix in Tab. 2.

Aus dem Schwerpunktsatz für den Knoten 2 folgt analog die Zeile:

$$\tilde{K} \left(\frac{l^2}{EI}\right)_{22'} = \left(\frac{EI}{l^2}\right)_{12} \left(F_6 \frac{v_2}{l} + F_5 \frac{v_1}{l} + F_4 \gamma_2 - F_3 \gamma_1\right),$$

$$Q_{22'} = \left(\frac{EI}{l^2}\right)_{22'} \left(F_6 \frac{v_2}{l} + F_5 \frac{v_{2'}}{l} - F_4 \gamma_2 + F_3 \gamma_{2'}\right),$$

$$\Sigma K_{(2) y_2} = \tilde{K} - Q_{21} - Q_{22} = H_2 y_2.$$

ach Erweitern mit

$$\left(\frac{l^2}{EI}\right)_v \text{ folgt mit } \ddot{y}_2 = -\omega^2 y_2$$

$$\text{und mit } v_1 = y_1; v_2 = v_{2'} = y_2; \gamma_{2'} = -\gamma_2$$

$$\tilde{K} \left(\frac{l^2}{EI}\right)_v = -(\beta F_3)_{12} \gamma_1 + \{(\beta F_4)_{12} - [\beta(F_4 + F_3)]_{22'}\} \gamma_2 +$$

$$+ \left\{(\varepsilon F_6)_{12} + [\varepsilon(F_6 + F_5)]_{22'} - \omega^2 H_2 \left(\frac{l^3}{EI}\right)_v\right\} \frac{y_2}{l_v} + (\varepsilon F_5)_{12} \frac{y_1}{l_v}.$$

ie übrigen Zeilen lassen sich in ganz entsprechender Weise berechnen. Das vollständige Gleichungssystem, d. h. die Matrix für den symmetrischen Schwingungsanteil, ist in Tab. 2 zusammengestellt.

2.2 Das Gleichungssystem für den Antimetrieanteil. Hier öge als Beispiel der Momentensatz für den Knoten 0 genügen.

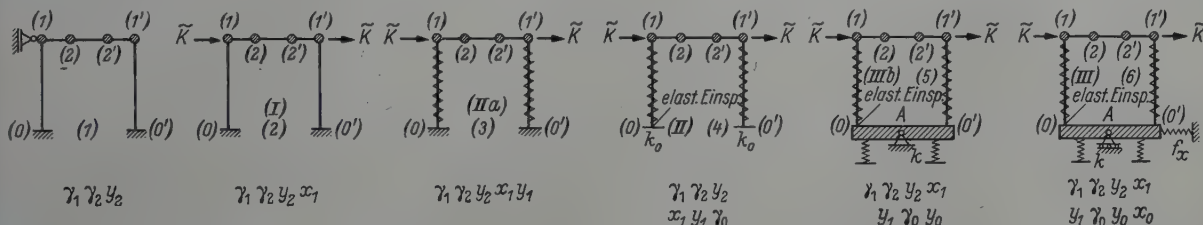


Abb. 4. Grundsysteme für antimetrischen Schwingungsanteil.

Tabelle 2. Matrix für symmetrischen Schwingungsanteil.

γ_1	γ_2	y_2/l_v	y_1/l_v	γ_0	y_0/l_v	= Abs.
$(\alpha F_2)_{01} + (\alpha F_2)_{12}$	$(\alpha F_1)_{12}$	$-(\beta F_3)_{12}$	$-(\beta F_4)_{12}$	$(\alpha F_1)_{01}$	0	0
$(\alpha F_1)_{12}$	$\{[\alpha(F_2 - F_1)]_{22'} + (\alpha F_2)_{12}\}$	$\{(\beta F_4)_{12} - [\beta(F_4 + F_3)]_{22'}\}$	$+(\beta F_3)_{12}$	0	0	0
$-(\beta F_3)_{12}$	$\{(\beta F_4)_{12} - [\beta(F_3 + F_4)]_{22'}\}$	$\{(\varepsilon F_6)_{12} + [\varepsilon(F_5 + F_6)]_{22'} - \omega^2 H_2 \left(\frac{l^3}{EI}\right)_v\}$	$+(\varepsilon F_5)_{12}$	0	0	$\tilde{K} \left(\frac{l^2}{EI}\right)_v$
$-(\beta F_4)_{12}$	$+(\beta F_3)_{12}$	$+(\varepsilon F_5)_{12}$	$\{(\varepsilon F_6)_{12} + (\varepsilon \psi \cot \psi)_{01} - \omega^2 H_1 \left(\frac{l^3}{EI}\right)_v\}$	0	$-(\varepsilon \psi \cos \psi)_{01}$	0
$(\alpha F_1)_{01}$	0	0	0	$\{(\alpha F_2)_{01} + k_0 \left(\frac{l^3}{EI}\right)_v\}$	0	0
0	0	0	$-(\varepsilon \psi \cos \psi)_{02}$	0	$\{(\varepsilon \psi \cot \psi)_{01} + f_y \cdot \left(\frac{l^3}{EI}\right)_v - \omega^2 H_0 \cdot \left(\frac{l^3}{EI}\right)_v\}$	0

$$M_{01} = \left(\frac{EI}{l}\right)_{01} \left(-F_4 \frac{v_0}{l} - F_3 \frac{v_1}{l} + F_2 \gamma_0 + F_1 \gamma_1\right) -$$

$$-M_{01} - k_0 \Delta \gamma = 0,$$

$$\Delta \gamma = \gamma_0 + 2 \frac{y_0}{l_{00'}} \cdot \frac{l_v}{l_v}$$

(für kleine y_0) nach Erweitern mit

$$\left(\frac{l}{EI}\right)_v \text{ und mit } v_0 = x_0; v_1 = x_1 \text{ und } -1 \text{ folgt}$$

$$-(\alpha F_1)_{01} \gamma_1 + (\beta F_3)_{01} \frac{x_1}{l_v} - \left\{(\alpha F_2)_{01} + k_0 \left(\frac{l}{EI}\right)_v\right\} \gamma_0 -$$

$$- 2 k_0 \left(\frac{l_v}{l_{00'}}\right) \left(\frac{l}{EI}\right)_v \frac{y_0}{l_v} + (\beta F_4)_{10} \frac{x_0}{l_v} = 0.$$

Es ergibt sich die 6. Zeile der Matrix in Tab. 3. Die übrigen Zeilen entstehen analog, nur muß man hier die Antimetriebedingungen der Abb. 1d beachten.

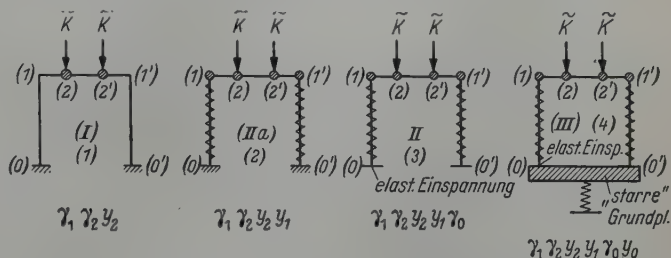


Abb. 3. Grundsysteme für symmetrischen Schwingungsanteil.

3. Die zahlenmäßige Berechnung und die Ergebnisse zu Ziff. 2. Für die zahlenmäßige Berechnung wurde von den Grundwerten der Tab. 1 ausgegangen und die Beiwerte der Matrizen der Tab. 2 u. 3 mit den in Koloušek [1] tabulierten Funktionen F_1

Tabelle 3. Matrix für antimetrischen Schwingungsanteil.

γ_1	γ_2	$\frac{y_2}{l_v}$	$\frac{x_1}{l_v}$	$\frac{y_1}{l_v}$	γ_0	$\frac{y_0}{l_v}$	$\frac{x_0}{l_v}$	= Abs.
$\{(\alpha F_2)_{01} + (\alpha F_2)_{12}\}$	$(\alpha F_1)_{12}$	$-(\beta F_3)_{12}$	$(\beta F_4)_{01}$	$-(\beta F_4)_{12}$	$(\alpha F_1)_{01}$	0	$(\beta F_3)_{01}$	0
$(\alpha F_1)_{12}$	$\{[\alpha(F_2 + F_1)]_{22'} + (\alpha F_2)_{12}\}$	$\{(\beta F_4)_{12} - [\beta(F_4 - F_3)]_{22'}\}$	0	$(\beta F_3)_{12}$	0	0	0	0
$-(\beta F_3)_{12}$	$\{(\beta F_4)_{12} - [\beta(F_4 - F_3)]_{22'}\}$	$\{(\epsilon F_6)_{12} + [\epsilon(F_6 - F_5)_{22'} - \omega^2 H_2 \frac{l^3}{EI}]\}$	0	$(\epsilon F_5)_{12}$	0	0	0	0
$(\beta F_4)_{01}$	0	0	$\{(\epsilon F_6)_{01} - \omega^2 H_x \frac{l^3}{EI}\}$	0	$(\beta F_3)_{01}$	0	$(\epsilon F_5)_{01}$	$\tilde{K} \left(\frac{l^2}{EI} \right)_v$
$-(\beta F_4)_{12}$	$(\beta F_3)_{12}$	$(\epsilon F_5)_{12}$	0	$\{(\epsilon F_6)_{12} + (x \psi \operatorname{ctg} \psi)_{01} - \omega^2 H_1 \frac{l^3}{EI}\}$	0	$-(x \psi \operatorname{cosec} \psi)_{01}$	0	0
$(\alpha F_1)_{01}$	0	0	$-(\beta F_3)_{01}$	0	$\{(\alpha F_2)_{01} + k_0 \frac{l}{EI}\}$	$2k_0 \frac{l}{EI} \frac{l_v}{l_{00}}$	$-(\beta F_4)_{01}$	0
0	0	0	0	$-(x \psi \operatorname{cosec} \psi)_{01}$	$\{(x \psi \operatorname{ctg} \psi)_{01} + 4 \left(\frac{l_v}{l_{00}} \right)^2 \frac{l}{EI} (k_0 + k) - \omega^2 \Theta_s 4 \left(\frac{l_v}{l_{00}} \right)^2 \frac{l}{EI}\}$	0	0	0
$(\beta F_3)_{01}$	0	0	$(\epsilon F_5)_{01}$	0	$-(\beta F_4)_{01}$	0	$\{(\epsilon F_6)_{01} + f_x \frac{l^3}{EI}\} - \omega^2 H_0 \frac{l^3}{EI}$	0

bis F_6 berechnet. In Ta sind die interpolierten Zschenwerte dieser Funktionen für einige Drehzahlen angegeben.

Die Schwingungsberechnung selbst erfolgt stufenweise, d. h. die kinematische Beweglichkeit des Systems wird zunächst eingeschränkt und dann Schritt für Schritt freigegeben, so daß jedesmal ein Freiheitsgrad hinzukommt, bis die beanspruchte Endstufe, im Symmetriefall 6 Freiheitsgrade (Abb. 3), im Antimetriefall 8 Freiheitsgrade (Abb. 3) erreicht ist. Hierdurch wird es möglich, die Einflüsse einzelner, bei der Wahl des Systems getroffener Vereinfachungen zu erkennen. Symmetriefall bedeutet zu der Übergang von Stufe zu Stufe (2) (Abb. 3), die vorher als längsstarre angenommenen Stiele jetzt elastisch angesehen werden und der Einfluß der Längsschwingung der Stiele in die Rechnung eingeht. In der letzten Stufe wird das Baugrundverhalten jeweils die Baugrundeigenschaften berücksichtigt, darüber hinaus auch als Parameter variiert, um den Abfall der Eigenfrequenzen infolge abnehmender Baugrundsteifigkeit zu zeigen.

Für die praktische Rechnung bedeutet die stufenweise Lösung weiter nichts als daß das lineare Gleichungssystem für die bekannten Verschiebungen ebenfalls abschnittsweise gelöst wird. Z. B. Stufe (3) sind die ersten 3 Gleichungen unter Berücksichtigung nur der ersten 3 Glieder aufzulösen und andere analog.

Die Auflösung des jeweiligen Gleichungssystems liefert zunächst Stabendverschiebungen zugehörigen erzwungenen Schwingung. Die Rechnung erfolgt für verschiedene Drehzahlen n ($n = 0, 500, 1000, 1500 \dots$ U/min), daß sich, gewissermaßen nebenbei, aus den Nullstellen der Determinante der betreffenden Koeffizientenmatrix die Eigenfrequenzen des zugehörigen Systems ergeben. Nebenbei deshalb, weil dem gewählten Auflösungsverfahren, dem verketteten Gaußschen Algorithmus nach Zurmühl [4] S. 10, die Koeffizientendeterminante gleich dem Produkt der Diagonalglieder der Dreiecksmatrix ist.

Dieses den Bauingenieuren wenig bekannte Verfahren macht das Auflösen komplexer Gleichungssysteme in Verbindung mit einer Rech-

n	ω (s ⁻¹)	Stab ik	$\frac{\lambda_{-ik}}{\sqrt{\omega}}$	$\frac{\lambda_{+ik}}{4\sqrt{\omega}}$	$F_1(\lambda_{+ik})$	$F_2(\lambda_{+ik})$	$F_3(\lambda_{+ik})$	$F_4(\lambda_{+ik})$	$F_5(\lambda_{+ik})$	$F_6(\lambda_{+ik})$	ψ_{01}	ψ ctg ψ	ψ cosec ψ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0	0	01	0	0	2,000 00	+4,000 03	+6,000 00	-6,000 00	-12,000 0	+12,000 0	0	1,000 0	1,000 0
3000	314.2	01 12 22'	0.129 0.0377 0.0434	2.286 0.668 0.770	+2,207 46 +2,001 43 +2,002 51	+3,727.12 +3,998 10 +3,996 66	+6,902 3 +6,006 17 +6,010 89	-4,509 33 -5,989 58 -5,981 62	-15,778 8 -12,025 6 -12,046 2	+1,570 6 +11,926 2 +11,869 6	0.403 7	0.943 9	1.027 7
6000	628.31	01 12 22'	0.129 0.0377 0.0434	3.232 0.944 1.038	+3,019 08 +2,005 68 +2,010 04	+2,714 32 +3,992 42 +3,986 62	+10,481 58 +6,024 21 +6,043 51	-0,087 08 -5,958 40 -5,926 45	— -12,102 31 -12,186 03	-27,878 11 +11,704 80 +11,478 82	0.807 378	0.772 65	1.117 519

Tabelle 5. Berechnung der Stabendverschiebungen und Abschnittsdeformanten. Antimetrieanteil, $\eta = 3000$ (U/min), $C = 600$, $S = 4000$ t/m³.

[illegible]

Tabelle 6.

σ_1	σ_2	Spaltensummen $\sigma_i = \sum_k a_{ik}$	σ	σ	Einsetzproben
(a_{11})	a_{12}	(a_{1k})	a_{18}	a_{11}	
(a_{21})			Absolutglieder	Zeilensummen	Abweichungen in der letzten Stelle
(a_{31})					
(a_{41})					
(a_{51})					
(a_{61})					
(a_{71})					
(a_{81})					
(a_{91})					
(a_{101})					
(a_{111})					
(a_{121})					
(a_{131})					
(a_{141})					
(a_{151})					
(a_{161})					
(a_{171})					
(a_{181})					
(a_{191})					
(a_{201})					
(a_{211})					
(a_{221})					
(a_{231})					
(a_{241})					
(a_{251})					
(a_{261})					
(a_{271})					
(a_{281})					
(a_{291})					
(a_{301})					
(a_{311})					
(a_{321})					
(a_{331})					
(a_{341})					
(a_{351})					
(a_{361})					
(a_{371})					
(a_{381})					
(a_{391})					
(a_{401})					
(a_{411})					
(a_{421})					
(a_{431})					
(a_{441})					
(a_{451})					
(a_{461})					
(a_{471})					
(a_{481})					
(a_{491})					
(a_{501})					
(a_{511})					
(a_{521})					
(a_{531})					
(a_{541})					
(a_{551})					
(a_{561})					
(a_{571})					
(a_{581})					
(a_{591})					
(a_{601})					
(a_{611})					
(a_{621})					
(a_{631})					
(a_{641})					
(a_{651})					
(a_{661})					
(a_{671})					
(a_{681})					
(a_{691})					
(a_{701})					
(a_{711})					
(a_{721})					
(a_{731})					
(a_{741})					
(a_{751})					
(a_{761})					
(a_{771})					
(a_{781})					
(a_{791})					
(a_{801})					
(a_{811})					
(a_{821})					
(a_{831})					
(a_{841})					
(a_{851})					
(a_{861})					
(a_{871})					
(a_{881})					
(a_{891})					
(a_{901})					
(a_{911})					
(a_{921})					
(a_{931})					
(a_{941})					
(a_{951})					
(a_{961})					
(a_{971})					
(a_{981})					
(a_{991})					
(a_{1001})					

In den Abb. 5 und 7 sind die jeweils auf ihren Wert für $n = 0$ bezogenen Nennerdeterminanten aufgetragen. Die Nullstellen liefern die Eigenfrequenzen der zugehörigen Systeme.

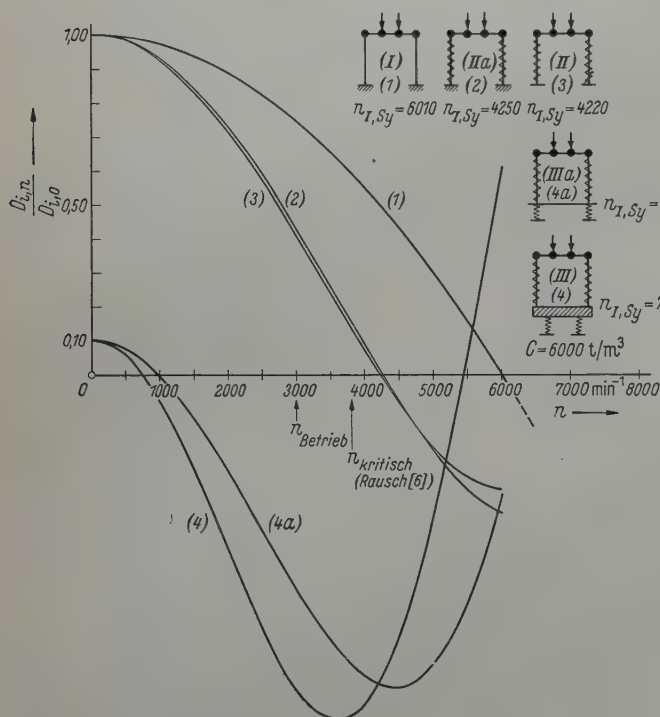


Abb. 5. Bezogene Nennerdeterminanten für symmetrischen Schwingungsanteil.

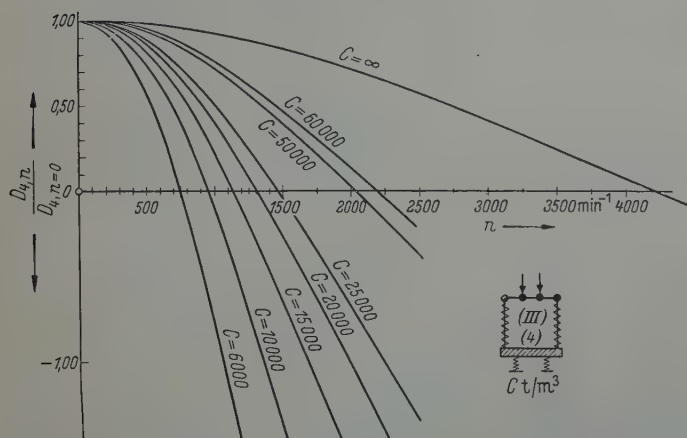


Abb. 6. Bezogene Nennerdeterminanten für System (III) (4) Sy mit variierter dyn. Bettungsziffer.

500 zu 500 U/min wie oben angegeben berechnet. Die Vergrößerungsfunktion für den Einmassenschwinger $1/(1-\eta^2)$ ist zum Vergleich strichpunktartig eingetragen.

Bei der letzten Berechnungsstufe (Abb. 16) reichte die Schrittweite von $n = 500$ U/min nicht ganz aus, um den Amplitudenverlauf zu bestimmen; er ist daher gestrichelt gezeichnet.

Aus den Amplituden der Stabendverschiebungen lassen sich die Stabmomente nach Gl. (1) ermitteln. Aus den Stabmomenten kann man dann in Verbindung mit den Verschiebungen v_i und v_k und den Ortsfunktionen X und $\bar{X}$ den Verlauf der Biegemomente berechnen:

$$M_{(i)}^B = \left\{ \frac{v_i}{l_v} (\lambda^2 \beta)_{ik} X_{(\lambda, \xi)} + \frac{v_k}{l_v} (\lambda^2 \beta)_{ik} \bar{X}_{(\lambda, \xi)} + \frac{M_{(i)}^B}{\tilde{K} l_v} X_{(\lambda, \xi)} + \frac{M_{(k)}^B}{K l_v} X_{(\lambda, \xi)} \right\} \tilde{K} l_v.$$

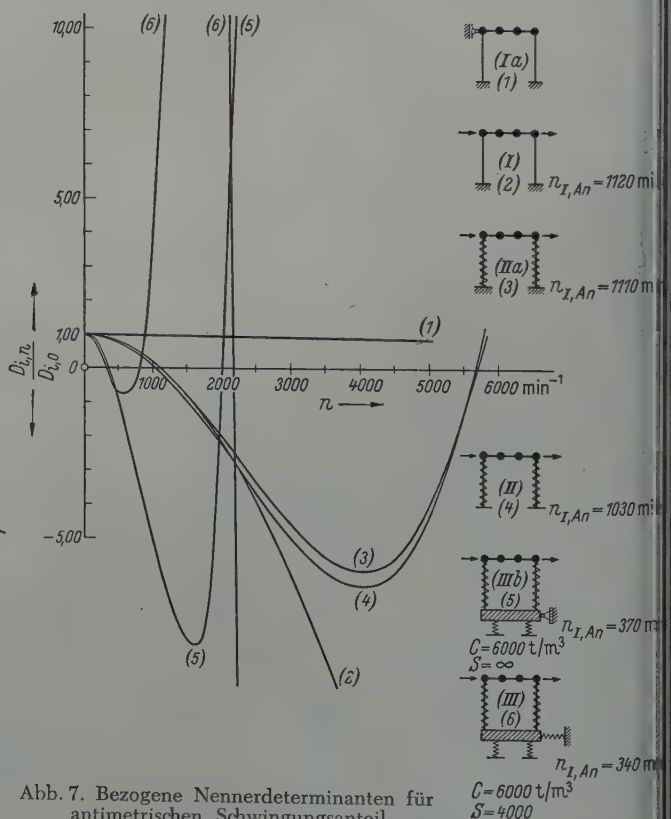


Abb. 7. Bezogene Nennerdeterminanten für antisymmetrischen Schwingungsanteil.

Aus den Abb. 6, 8 u. 9 ist der Einfluss der Baugrundelastizität auf den Verlauf der Nennerdeterminanten und damit auf die Eigenfrequenzen zu ersehen. Antimetrie fall wurde für die letzte Berechnungsstufe (III) [6], Abb. 7) mit einem konstanten Verhältnis $S/C = 2$ gerechnet. Um den Einfluss noch deutlicher zu machen, ist in Abb. 10 die Eigenfrequenz für System (III), d. h. mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität, bezogen auf die Eigenfrequenz des nächststeiferen Systemes (II) aufgetragen. Im ausgezogenen Teil der Kurven, der dürfte der Bereich der vorkommenden Bettungen sein, fällt hier die bezogene erste Eigenfrequenz bis auf 0,15 ab. Dagegen beeinflusst die Schubziffer die Eigenfrequenz im vorliegenden Fall nur wenig. — In den Abb. 11 bis 16 sind auf ihren Wert für $n = 0$ bezogene Amplituden der Verschiebungen über der Drehzahl aufgetragen. Sie wurden von

Tabelle 7. Erregerkraft $K(n)$ nach DIN 4024.

n (min ⁻¹)	$\tilde{K}_n$ (t)	$\tilde{K} l$ (tm)
0	0	0
1000	0,567	0,86
2000	2,27	3,4
3000	5,10	7,7

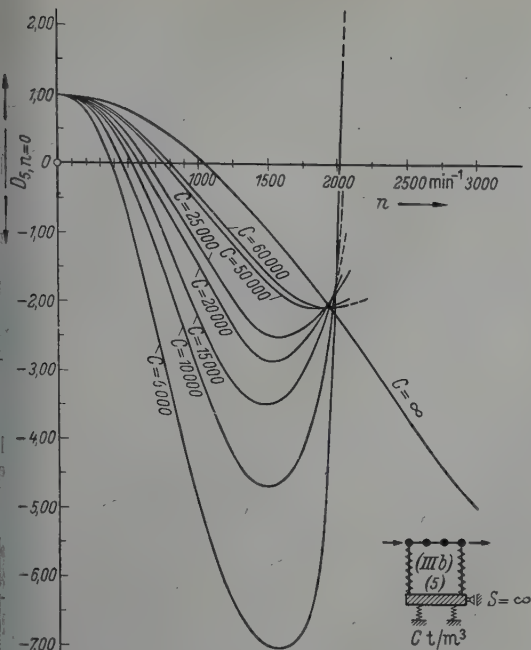


Abb. 8. Bezogene Nennerdeterminanten für System (III) b (5) An mit variierter dyn. Bettungsziffer und $S = \infty$.

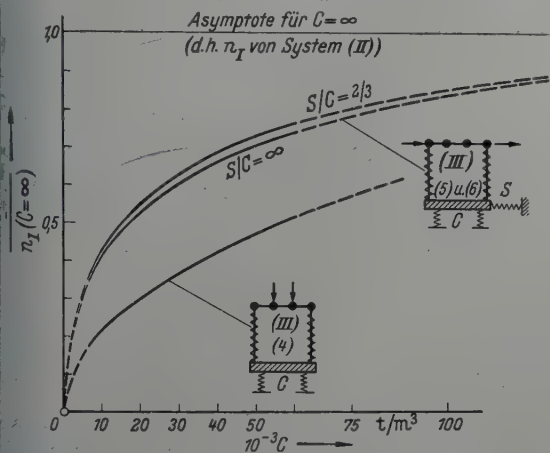


Abb. 10. Bezogene Eigenfrequenzen für System (III).

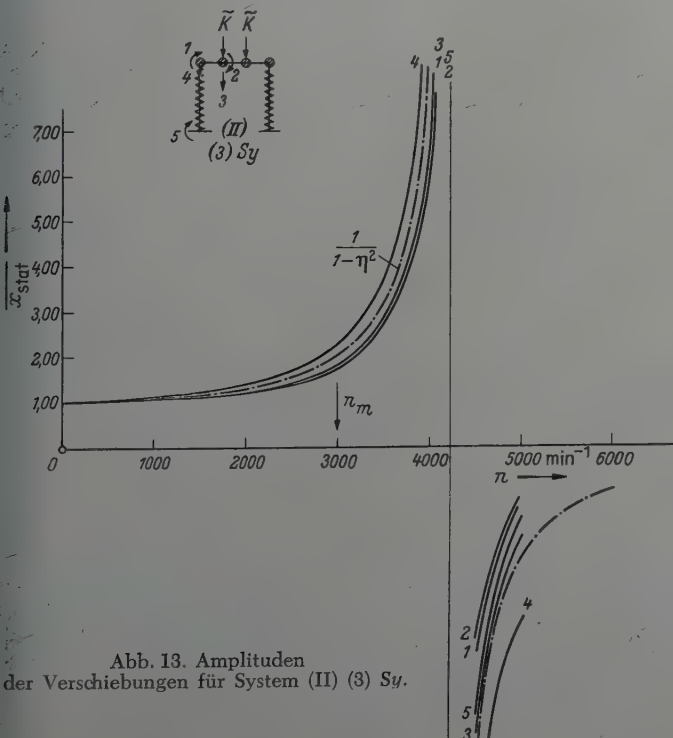


Abb. 13. Amplituden der Verschiebungen für System (II) (3) Sy.

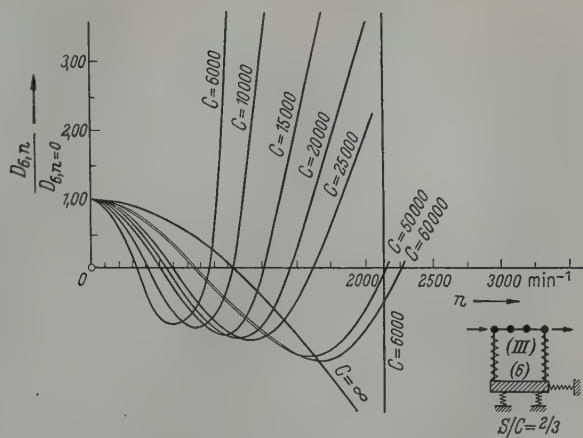


Abb. 9. Bezogene Nennerdeterminanten für System (III) (6) An mit variierter dyn. Bettungsziffer und $S/C = 2/3$.

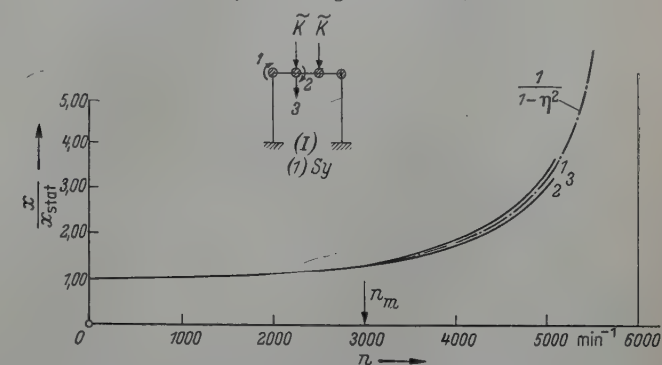


Abb. 11. Amplituden der Verschiebungen für System (I) (1) Sy.

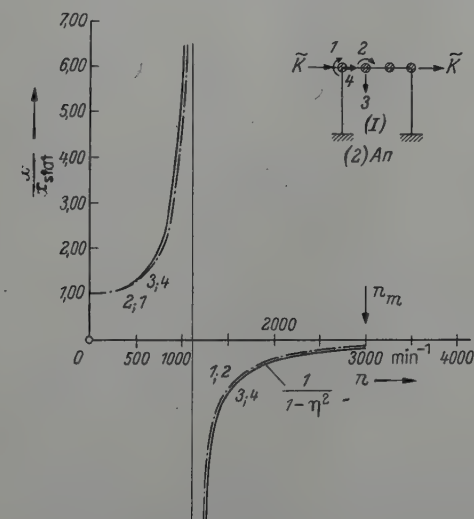


Abb. 12. Amplituden der Verschiebungen für System (I) (2) An.

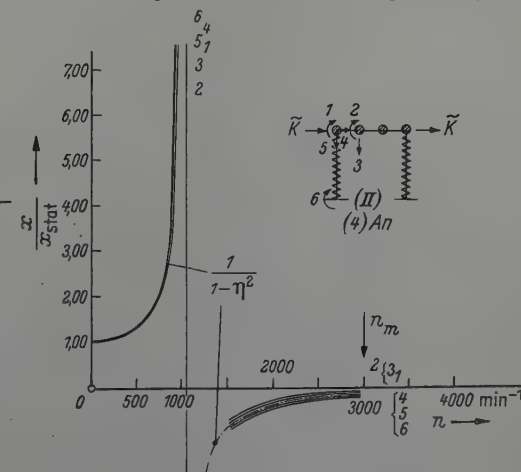


Abb. 14. Amplituden der Verschiebungen für System (II) (4) An.

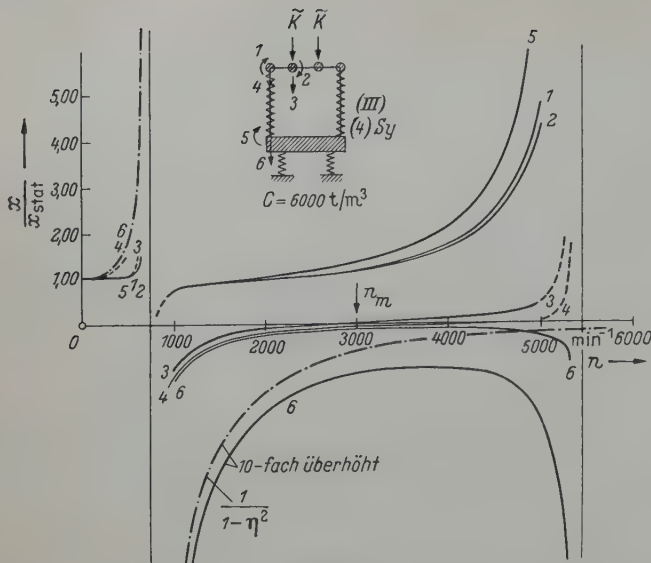


Abb. 15. Amplituden der Verschiebungen für System (III) (4) Sy.

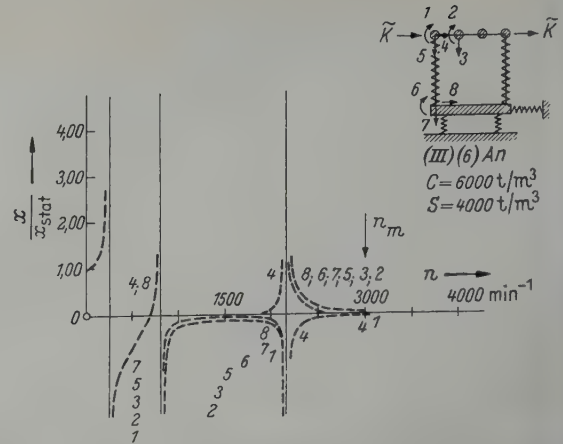


Abb. 16. Amplituden der Verschiebungen für System (III) (6) An. Hierzu vergleiche man z. B. Hohenemser-Prager [5] S. 3, dort sind auch die Funktionen X und $\bar{X}$ tabuliert.

Zur zahlenmäßigen Berechnung wurde $\tilde{K}$ als Erregerkraft nach DIN 4024 berechnet. Mit $K_m = 1,5 L (n_m/3000) = 5,10 t$

$n_m = 3000 \text{ min}^{-1}$ ergaben sich $K_n = K_m (n/n_m)^2$ und $l_v = 1,52 \text{ m}$ (vgl. Tab. 1) die Werte nach Tab. 7. Der Verlauf der Biegemomente ist in den Abb. 17 bis 19 für die Systeme (I), (II) und (III) und für die Drehzahlen $n = 1000, 2000$ und $3000 \text{ (min}^{-1})$ angetragen, und zwar jeweils in der ersten Zeile der Symmetrieanteil, darunter der Antisymmetrieanteil. Aus der phasengerechten Überlagerung der beiden Anteile ergeben sich die gesuchten Biegemomente für die umlaufende Fliehkraftbelastung. Es ist

$$\max M_n^B \sin(\omega t + \varphi) = M_{n, Sy}^B \sin \omega t + M_{n, An}^B \cos \omega t$$

mit $\max M_n^B = \sqrt{(M_{n, Sy}^B)^2 + (M_{n, An}^B)^2}$

$$\text{und } \varphi = \arctg (M_{n, An}^B / M_{n, Sy}^B).$$

Die Beträge der $\max M_n^B$ sind in der 3. Zeile der Abb. 17 bis 19 aufgetragen. Da φ eine Ortsfunktion ist, treten die Momente jedoch nicht mehr synchron auf.

4. Die Ergebnisse üblicher Näherungsberechnungen zum Vergleich mit Ziffer 3. Die Biegemomente, die sich mit der Vergrößerungsfunktion nach DIN 4024 berechnen, sind zum Vergleich auf der linken Seite der Abb. 17 bis 19 angetragen. Sie wurden mit $K = 1/2 L \Sigma$ (Läufengewicht = $1/2 (0,16) \Sigma$ Maschinenlasten) den Eigenfrequenzen aus Abb. 5 und den Stabendmomenten nach Gl. (1) aber mit den Verschiebungen für $n = 3000$ berechnet.

Abb. 20 zeigt schließlich der Vollständigkeit halber die Zustandslinien der Biegemomente, die sich nach der von Rausch [6] angegebenen Methode für das vorliegende Beispiel ergeben. In den darunterstehenden Eigenfrequenzen sind die nach der Formel

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{\sum \delta \text{ (cm)}}}$$

berechnet.

IV. Schlußbemerkung

In den Abschnitten II und III wurde die dynamische Berechnung eines Stahlbetonrahmens mit Hilfe der Formänderungsmethode nach einem Verfahren von Koloušek gezeigt. Hierbei sind konzentrierte Maschinenmassen und in den Ra-

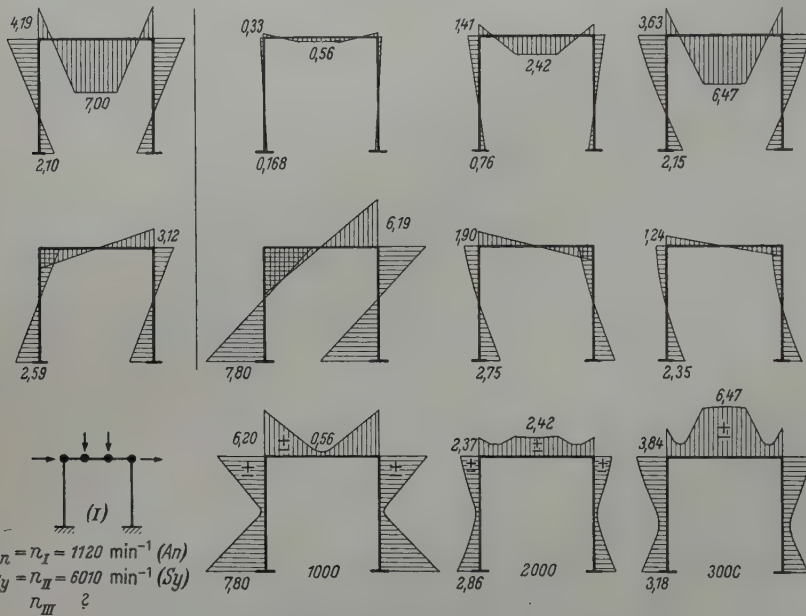


Abb. 17. Amplituden der Biegemomente für System (I).

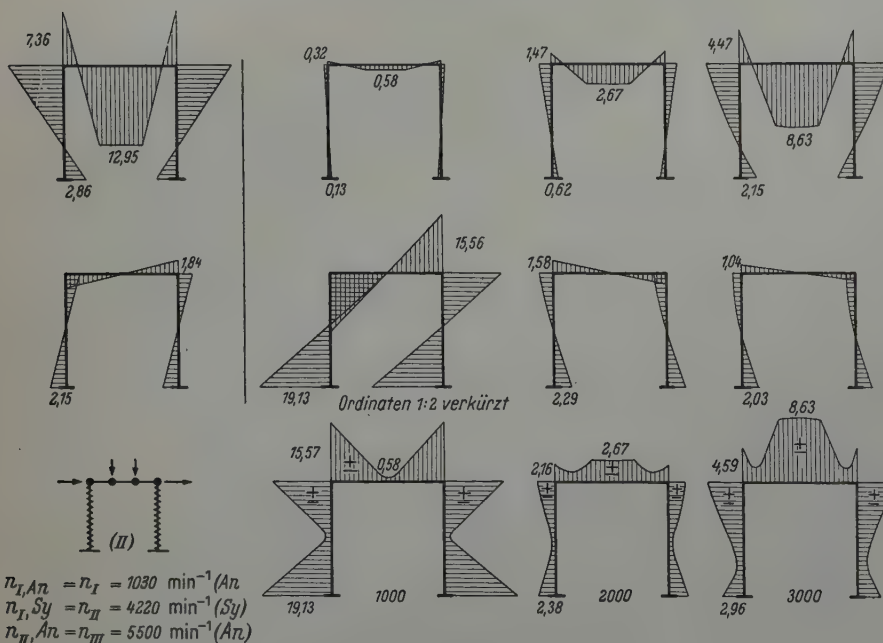


Abb. 18. Amplituden der Biegemomente für System (II).

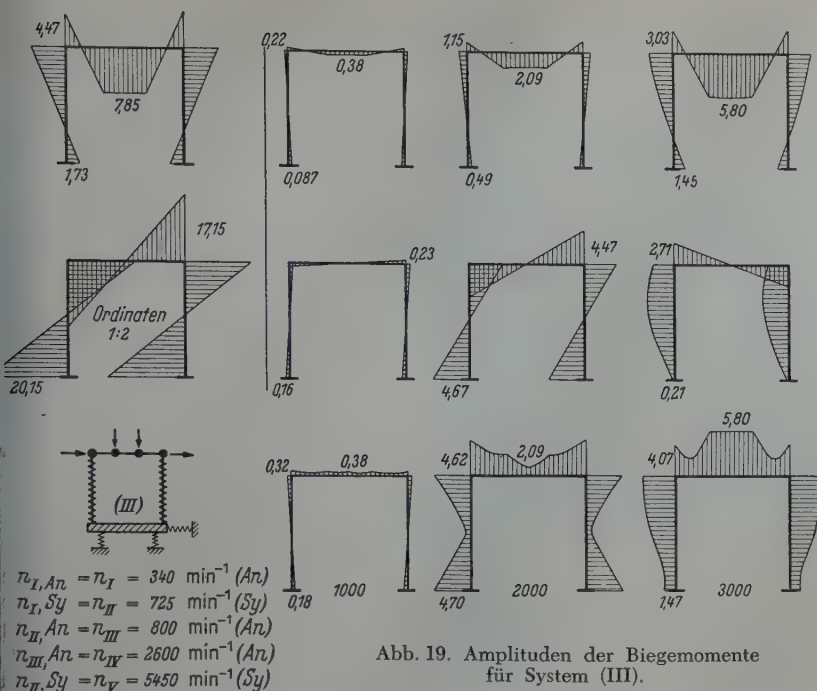


Abb. 19. Amplituden der Biegemomente für System (III).

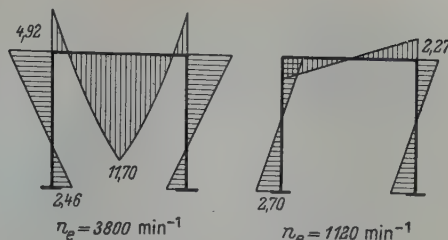


Abb. 20. Biegemomente und Eigenfrequenzen nach Rausch [6].

frequenzen entstehen dann als Eigenfrequenzen des Scheibensystemes, die aber noch weit von den Eigenfrequenzen der einzelnen Stäbe entfernt sind⁵. Aber auch hier muß beachtet werden, daß in der Nähe jeder Eigenfrequenz sämtliche Amplituden, also auch die der Stäbe, sehr groß werden. In solchen Fällen, also bei gedungenen Stäben, ist es sicher zulässig, die Funktionen F_i grob abzuschätzen oder sogar mit den zugehörigen Werten der Statik zu rechnen.

Abschließend muß nun noch zum angewandten Verfahren kritisch Stellung genommen werden. Einige Einflüsse, die sicher eine Rolle spielen, wurden nicht erfaßt,

z. B. die Rotationsträgheit der Massenelemente und die Schubverformung der Stäbe sowie die Dämpfung. Alle drei ließen sich mit etwas mehr Rechenaufwand ohne grundsätzliche Schwierigkeiten mit der gezeigten Methode nach Koloušek [1] erfassen, haben aber wohl keinen großen Einfluß auf die Ergebnisse. Die ohnehin, wegen der nicht genau bekannten Stoffwerte, in weiten Grenzen streuenden Eigenfrequenzen würden etwas absinken und die Amplituden kleiner werden. Daß in Wirklichkeit ein räumliches Tragwerk vorliegt, ist eine weitere Abweichung von den getroffenen Annahmen. Auch das dürfte jedoch die erfaßten Schwingungsformen qualitativ nicht sehr verändern. Andere Schwingungsformen, z. B. die Drehschwingung der oberen Platte um die Hochachse, lassen sich unabhängig davon genau genug berechnen. Hierbei ist natürlich vorausgesetzt, daß wegen entsprechender Symmetrieeigenschaften des Tragwerkes keine Kopplungen mit anderen Schwingungsformen auftreten.

Anders sieht es jedoch mit der Nichtlinearität der wirklichen Schwingung aus. Bei vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen und bei Tragwerken in Verbundbauweise dürfte dies eine Rolle spielen und müßte genauer untersucht werden.

Literatur

1. V. Koloušek: Baudynamik der Durchlaufträger und Rahmen, Leipzig: Fachbuchverlag G.m.b.H. 1953.
 2. H. Lorenz: Bauingenieur 25 (1950) S. 10.
 3. K. Polz: Bautechnik 33 (1956) S. 185.
 4. R. Zurmühl: Praktische Mathematik für Ingenieure, Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957.
 5. K. Hohenemser u. W. Prager: Dynamik der Stabwerke, Berlin: Springer 1933.
 6. E. Rausch: Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben, Berlin: VDI-Verlag G.m.b.H. 1943.
- Weitere — nicht benutzte — Literatur der letzten Jahre (nicht vollständig)
- a) Zur Berechnung mit der Formänderungsmethode (mit Zahlenbeispiel für Stockwerkrahmen): K. Polz: Bautechnik 34 (1957) S. 290 und Bautechnik 35 (1958) S. 50.
 - b) Berechnung mit der Matrizenmethode: H. Fuhrke: Ing.-Arch. XXIII (1955) S. 329 und Ing.-Arch. XXIV (1956) S. 27.
 - c) Näherungsberechnung mit Baugrundelastizität: G. Schmidt: Bauingenieur 27 (1952) S. 437, A. Nesitka, Bauingenieur 30 (1955) S. 244, K. Polz: Bautechnik 34 (1957) S. 20.
 - d) Allgemein zur Schwingungsberechnung von Fundamenten: H. Sauer: Bauingenieur 24 (1949) S. 97, H. Dietz, Stahlbau 26 (1957) S. 65, H. Fuhrke: Stahlbau 23 (1954) S. 181, J. Geiger: Beton- und Stahlbetonbau 51 (1956) S. 86.

⁵ Ein Analogon gibt es beim Knickproblem eines Stabwerkes. Dieses kann im ganzen ausknicken, obwohl einzelne Stäbe noch weit von ihrer eigenen Stabilitätsgrenze entfernt sind.

enecken anschließende Längsriegel als Einzelmassen so die Stabschwingungen berücksichtigt. Die Baugrundelastizität wurde als Parameter variiert. Die Berechnung folgte stufenweise vom steiferen zum weicheren System, um den Einfluß der einzelnen Parameter, wie z. B. die Baugrundelastizität der Stiele, die elastische Einspannung in der Grundplatte, die Baugrundsteifigkeit, erkennen zu können. Als Belastung werden 2 vertikale, symmetrische Einzellasten $\tilde{K}(n) \sin \omega t$ auf dem Riegel und 2 horizontale, symmetrische, in Riegelhöhe angreifende Einzellasten $(n) \cos \omega t$ angenommen. Hierfür wurde die erzwungene, gedämpfte Schwingung, getrennt für den Symmetrie- und Antimetriefall, untersucht. Die zugehörigen Eigenfrequenzen ergaben sich aus den Nullstellen der Determinanten der Koeffizientenmatrizen. Die Amplituden der Stabverschiebungen wurden berechnet und über n graphisch aufgetragen. Aus den Amplituden der Stabverschiebungen folgten nach Gl. (1) die Amplituden der Stabendmomente und aus diesen zusammen mit den Amplituden v_i und v_k nach Gl. (5) der Amplitudenverlauf der Biegemomente für die Drehzahlen $n = 1000, 2000$ und 3000 (min^{-1}) und dann nach Gl. (6) bis (8) die Überlagerung von Symmetrie- und Antimetrieanteil. Zum Vergleich wurden die Ergebnisse nach DIN 4024 und Rausch [6] mitgeführt.

Die vorliegende Untersuchung zeigt die Bedeutung der getroffenen Berechnungsannahmen für die Ergebnisse der derartigen Schwingungsberechnung. (Grundsysteme I, II und III.) Besonders aber die elastischen Eigenschaften des Baugrundes haben hiernach einen entscheidenden Einfluß auf die Lage der Eigenfrequenzen und damit auf Größe und Verlauf der Biegemomente, im Gegensatz zur Statik also, wo im vorliegenden Fall die elastische Lagerung der Grundplatte die Schnittlasten praktisch nicht beeinflusst. Irgendeine Berechnung von Biegemomenten ist so illusorisch, solange man nicht mindestens über die dynamischen Grundeigenschaften treffende Annahmen macht.

Ein weiterer wichtiger Schluß ist zu ziehen, nämlich daß die transversalen Stabschwingungen derartiger Stahlbetonrahmen das Ergebnis nicht sehr beeinflussen. (Vgl. Eigenfrequenz nach Rausch in Abb. 20 mit $n_{I,sv}$, System I [3] in Abb. 7.) Dies ist offenbar dann der Fall, wenn die Funktionen $F_i(n_m)$ nur wenig von den Werten der F_i für $n = 0$ abweichen. (Vgl. Tab. 4.) Die ersten Eigen-

Der Einfluß des Turbinenschnellschlusses auf die Schifffahrt in Kraftwasserstraßen

Von Dr.-Ing. H. Annemüller, Dortmund

DK 627.132 : 627.812 : 627.83 : 532.59

1. Einleitung

Beim Ausbau der Flüsse zu Kraftwasserstraßen taucht immer wieder die Frage der gegenseitigen Beeinflussung von Kraftwerks- und Schifffahrtsbetrieb auf. Eine besondere Bedeutung fällt dabei der möglichen Gefährdung der Schifffahrt durch die plötzlichen Wasserspiegelhebungen und -senkungen infolge Veränderung der Turbinenwassermenge zu, wie sie bei einem Netzzusammenbruch entstehen können.

Die Größe und die Art der Ausbreitung dieser Schwall- und Sunkwellen sowie deren Verminderung auf ein für die Schifffahrt ungefährliches Maß wurden im Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium der TH Karlsruhe für das Rheinkraftwerk Birsfelden, Mainkraftwerk Gerlachshausen und das Donaukraftwerk Jochenstein durch Modellversuche eingehend ermittelt. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden vor allem durch Wittmann u. Bleines [1] sowie durch die Berichte von Wittmann [2] und Wittmann u. Fuchs [3] zu den Weltschiffahrtskongressen in Rom 1953 und London 1957 der Fachwelt zugänglich gemacht.

Trotz der sehr ausführlichen Behandlung der Problemstellung in dem Aufsatz von Wittmann u. Fuchs [3] taucht bei der Neuplanung von Wasserkraftanlagen an schiffbaren Flüssen immer wieder die Frage auf, wieweit die Schifffahrt durch diese unkontrollierbaren Begleiterscheinungen des Kraftwerksbetriebes beeinflusst wird und — was noch wichtiger ist — durch welche geeigneten Gegenmaßnahmen die Schwall- und Sunkbewegungen auf ein ungefährliches Maß vermindert werden können. Es soll daher im folgenden versucht werden, ganz allgemein das Wesentliche der Schwall- und Sunkbewegungen, deren Einfluß auf die Schifffahrt und die Anwendung wirtschaftlich vertretbarer und ausreichender Gegenmaßnahmen darzustellen.

2. Grundsätzliches über die Entstehung und Ausbreitung der Schwall- und Sunkwellen

Die in einem natürlichen Flußlauf abfließende Wassermenge ist nicht dauernd konstant, sondern schwankt im Laufe eines Jahres innerhalb ganz beträchtlicher Grenzen. Da aber diese Wassermengenänderung sich auf größere Zeiträume erstreckt und somit die Änderung in der Zeiteinheit vernachlässigbar klein ist, kann für den Zeitraum beispielsweise eines Jahres $dQ/dt = \text{const}$ bzw. der Abfluß als stationär angesehen werden. Erhebliche Störungen kann dieser stationäre Abfluß durch den Betrieb des Kraftwerkes einer im Fluß errichteten Stauanlage erfahren.

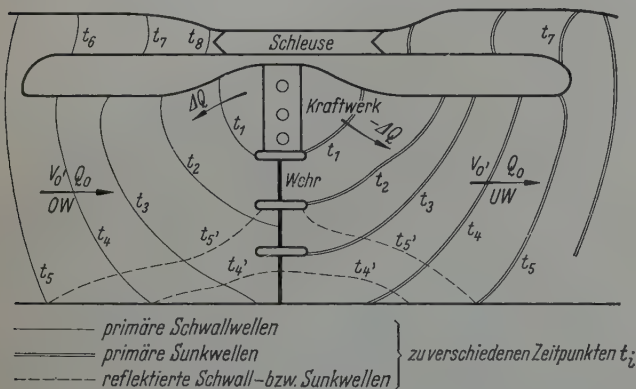


Abb. 1. Ausbreitung der Schwall- und Sunkwellen.

Bekanntlich werden bei Frequenzänderungen bzw. bei völligem Netzzusammenbruch die Lauf- und Leiträder der Turbinen automatisch so geregelt, daß evtl. für die Turbinen oder das Kraftwerksgebäude gefährlich werdende Überdrehzahlen nicht auftreten. Durch diese Regelung der Turbinen entstehen, infolge Änderung der Turbinenwassermenge gegenüber der im Fluß stationär abfließenden Wassermenge, ober- und unterhalb der Stauanlage Schwall- und Sunkwellen, die auch in den Schleusenvorhöfen und -kammern zu recht erheblichen Wasserspiegelschwankungen führen können.

Damit die Drehzahlerhöhung nicht größer als 30 % wird, erfolgt der Abschluß der Turbinen von der vollen Öffnung bis auf eine Leerlaufwassermenge von 8–10 % normalerweise etwa 6–8 s. Der Wasserspiegel vor dem Krafthaus hebt sich entsprechend der gedrosselten Wassermenge, und da im Flußlauf weiterhin die stationäre Wassermenge abfließt, bewegt sich eine Schwallwelle flussaufwärts, deren mittlere Höhe eine Funktion der Laufgeschwindigkeit, der Flußbreite und der Ausfallwassermenge am Kraftwerk ist.

Bei der üblichen Anordnung von Kraftwerk und Wehranlage (Abb. 1) breitet sich die Schwallwelle von ihren Entstehungsquerschnitt — dem Kraftwerkseinlauf — zunächst gleichmäßig nach allen Seiten der freien Wasseroberfläche aus. Die senkrecht auf das Ufer auflaufenden Ringwellen werden mit annähernd der doppelten Höhe reflektiert und dem Wellenrücken der primären, bereits stromaufwärts weitergelaufenen Welle überlagert. Außerdem ändert der eigentliche Wellenkopf nach dem Kontinuitätsgesetz seine Höhe entsprechend der Änderung des durchflossenen Querschnittes, der nach Abb. 1 anfangs ringförmig anzunehmen ist und erst weiter stromauf etwa mit dem eigentlichen Flußquerschnitt identisch ist. Weitere Faktoren, die die Wellenhöhe und die Schwallgeschwindigkeit ω beeinflussen, sind die unterschiedlichen Wassertiefen des natürlichen Flußbettes und die verschiedenen Strömungsgeschwindigkeiten v , wie aus den beiden folgenden Formeln leicht zu ersehen ist.

$$\text{Schwallhöhe } z = v \cdot \frac{v + \sqrt{v^2 + 4g \cdot t}}{2g}, \quad (1)$$

$$\text{Schwallgeschwindigkeit } \omega = -\frac{v}{2} + \sqrt{g \left(t + \frac{z}{2} \right) + \left(\frac{v}{2} \right)^2}, \quad (2)$$

darin bedeuten:

t = ursprüngliche Wassertiefe

v = ursprüngliche Strömungsgeschwindigkeit

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Erst nach einer gewissen Zeit wird sich im Stauraum eine annähernd gleichmäßige Hebung des Wasserspiegels einstellen, die der Umsetzung von kinetischer in potentielle Energie entspricht. Zur Veranschaulichung ist in Abb. 2 schematisch der Wellenverlauf an einem festen Pegel in zeitlicher Abhängigkeit dargestellt. Für einen bestimmten Zeitpunkt t_i entspricht dies auch etwa dem Wellenlängenschnitt, wobei allerdings die Höhe z des Wellenkopfes in jedem Punkt P_i des Stauraumes eine andere ist.

Die von Wittmann mitgeteilten Versuchsergebnisse beziehen sich nur auf die Höhe und die Neigung des Schwallkopfes, die nur dessen Form Schiffe, die an irgendeiner Stelle im Stauraum fahren oder liegen, beeinflussen kann. Er kommt daher zu der Feststellung (was nach den Ausführungen der vorhergehenden Absätze leicht einzusehen ist), daß eine exakte Berechnung der

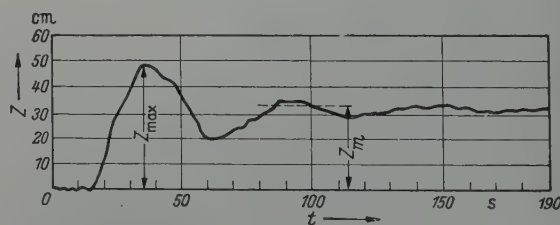
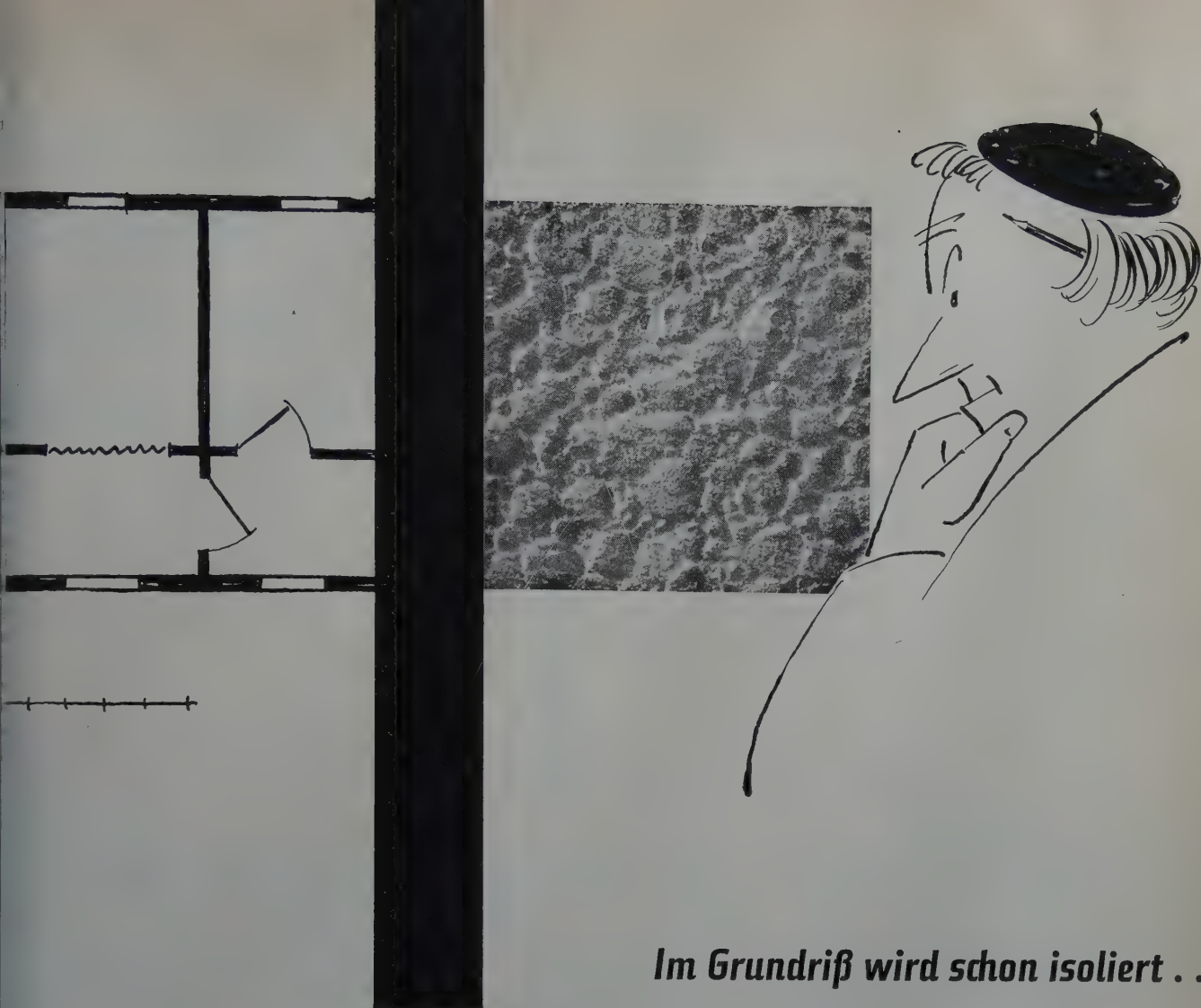


Abb. 2. Schematischer Wellenablauf an einem festen Pegel.

Schwallwellen, insbesondere der Form des Wellenkopfes, kaum möglich ist. Ferner dürfte es kaum möglich sein, auch wenn die Höhe der Schwallwelle an der Vorhafeneinfahrt bekannt wäre, die Neigung dieser Hebungswelle zu berechnen, da für die sekundliche Wassermengenzunahme im Vorhafen nur sehr vage Annahmen getroffen werden könnten. Wäre diese bekannt, dann könnte die Neigung des Wellenkopfes aus

$$I = \frac{1}{g \cdot F_v} \cdot \frac{dQ}{dt} \quad (3)$$



Im Grundriß wird schon isoliert . . .

Die künftigen Bewohner sollen nicht mit Schrecken an die hohen Heizungskosten im Winter denken müssen; sie sollen aber auch nicht gezwungen sein, die Feste der Nachbarn „akustisch“ mitzufeiern.

Ein hervorragendes Isoliermaterial nach dem neuesten Stand der Technik ist **®STYROPOR**, dieser schneeweiße, hochporöse Schaumstoff hat eine ausgezeichnete thermische und akustische Isolierfähigkeit. Eine ca. 1,0 cm dicke Platte verbessert zum Beispiel – je nach Aufbau der Massivdecke – die Trittschalldämmung um 13-15 Phon.

Weitere Eigenschaften von Schaumstoffen aus STYROPOR: federleichtes Gewicht (spez. Gewicht $0,02 \text{ g/cm}^3$), saugt aufgrund der geschlossenen Zellenstruktur kein Wasser auf, gute mechanische Festigkeit, leicht zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar.

Die BASF
liefert den Rohstoff STYROPOR.
Auf Wunsch senden wir Ihnen gern
Anschriften von Verarbeiterfirmen.
enden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶

BASF

2061

AOA-WERBUNG A 3

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG
LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

Wir interessieren uns für STYROPOR und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Name: Anschrift:

Beruf oder Firma:

GESTERN BRACHLAND MORGEN WICHTIG VERKEHRSADER

Überall wo neue Wohnviertel entstehen, müssen auch Straßen gebaut werden. Für den Straßenbau verlangt man zuverlässige und wirtschaftliche Arbeitsmaschinen wie die HANOMAG-Raupen. Vielseitige Geräte für Schild- und Schaufelarbeit machen sie zu wertvollen Universal-Maschinen.

Kundendienst wird bei uns groß geschrieben! Wir gewährleisten einen vorbildlichen Kundendienst, der selbst auf den entlegensten Baustellen schnelle Hilfe leistet.

Auf der Ausstellung „Straße und Schiene“ in Essen zeigen wir Ihnen unsere neuesten Industriemaschinen. Bitte besuchen Sie uns auf dem Freigelände vor Halle 7.



RHEINSTAHL HANOMAG
HANNOVER



Unser Industriemaschinen-Programm
Planier- und Laderraupen 65, 90 und
140 PS, Schaufellader und Straßenholer
70 PS, beide Geräte allradgetrieben

rechnet werden, wobei F_v = Vorhafenquerschnitt. Danach ändert sich die Neigung des Wellenkopfes umgekehrt proportional mit dem Querschnitt und linear mit der sekundlichen Wassermengenänderung bzw. mit der Ausfallwassermenge. Dies zeigen auch die Versuchsergebnisse sehr deutlich. Vor allem, daß in den verschiedenen Meßpegeln Höhe und Neigung des Schwallkopfes mit steigender Abflußmenge bis zur Ausbaumassemenge des Kraftwerkes zunehmen und dann mit weiter wachsender Abflußmenge annähernd konstant bleiben, da sich die Kraftauswassermenge und damit die Ausfallwassermenge kaum noch ändert.

Ähnlich sind die Vorgänge unterhalb der Stauanlage, nur daß hier bei Abschluß der Turbinen infolge der verminderten Abflußmenge der Wasserspiegel absinkt. Die Ausbreitungs-, Erfahrungs- und Reflexionsvorgänge sind annähernd die gleichen wie bei den Schwallwellen.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen den Schwall- und Sunkwellen ergibt sich jedoch durch die unterschiedlichen Laufgeschwindigkeiten und die damit verbundene Neigung des Wellenkopfes. Aus Gl. (2) folgt sowohl für den Schwall als auch für den Sunk, daß sich die oberen Schichten schneller bewegen wollen als die unteren (Abb. 3). Dadurch würde in einem geraden rechteckigen Kanal — wenn man von Reibungsklusten absieht — die Steilheit eines Schalles immer größer, während sie beim Sunk abnimmt.

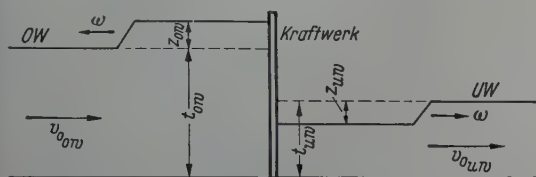


Abb. 3. Schem. Längsschnitt von Schwall- und Sunkwellen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß brauchbare Werte für die Beurteilung der Gefährlichkeit der Schwall- und Sunkwellen beim Turbinenschnellschluß nur durch Modellversuche gewonnen werden können, da für die theoretische Erfassung zu viele Annahmen getroffen werden müßten.

Einfluß der Schwall- und Sunkwellen auf die Schifffahrt in der Schleuse

Eine an der Vorhafeneinfahrt, infolge der stetigen Hebung des Flußwasserspiegels, erzeugte Schwallwelle ändert mit nahezu konstanter Geschwindigkeit bis zur Schleuse. Höhe und Neigung dieser Hebungswelle ändern sich dabei mit der Querschnittsänderung des Vorhafens und erreichen ihren größten Wert im engsten Querschnitt, nämlich in der nach OW offenen Schleusenkammer. Liegt ein Schiff in der Schleuse, so folgt es — wie die Modell- und Naturversuche für das Donaukraftwerk Jochenstein übereinstimmend gezeigt haben — unmittelbar der Wasserspiegelneigung. Ist dabei die Wellenfront länger als das Schiff, so nimmt es die gleiche Neigung ein (Abb. 4) und

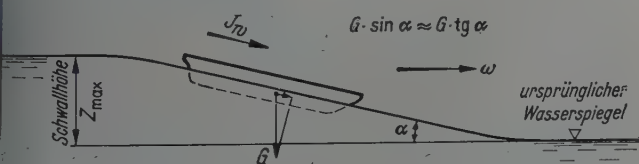


Abb. 4. Schiffsbewegung infolge einer Schwallwelle.

wird infolge der Komponente $G \cdot \sin \alpha$ beschleunigt, bis es entweder eine konstante Geschwindigkeit erreicht hat oder durch die am Untertor reflektierte Welle wieder abgebremst wird und nach der vollen Reflexion der Welle mit dieser zusammen seine Bewegungsrichtung umkehrt. Hierbei besteht die Gefahr, daß das Schiff vor der vollen Abbremsung bereits an das Untertor der Schleuse anstößt, wobei die kinetische Energie $Ps = m \cdot v^2/2$ auf einem unendlich kleinen Weg s abgebremst werden muß und somit erheblichen Beschädigungen am Schiff und am Tor führen kann.

Ist das Schiff dagegen mit einer Trosse an einem Poller der Haltekreuz der Schleuse verheftet, so wird die maxi-

male Trossenbelastung nach Partenscky [4]

$$P_{\max} = \sqrt{2(G \cdot I_w - P_0) \cdot E \cdot F_{Tr} \cdot \left(\frac{s - l_0}{s} \right)}, \quad (4)$$

hierin bedeuten:

- F_{Tr} = metall. Querschnitt der Trosse (cm^2)
- E = 1100 t/ cm^2 E-Modul der Trosse
- G = Bruttoschiffsgewicht
- s = Trossenlänge (m)
- l_0 = Sehnslänge der Trosse in der Ruhelage (m).

Die vereinfachte, von Wittmann [3] angegebene Beziehung

$$P = G \cdot I_w \quad (5)$$

ergibt für kleine Trossenlängen (ca. 2 m) annähernd die gleichen Werte, d. h. daß hierbei die Straffung der Trosse nahezu ohne Einfluß ist. Aus Gl. (4), in der der Faktor $s - l_0/s$ ein Maß für die Schlaffheit der Trosse bedeutet, ist ferner zu ersehen, daß die Trossenkraft um so größer ist, je stärker die Trosse am Anfang durchhängt, bzw. je länger die Beschleunigung infolge der Wasserspiegelneigung anhält. Für die maximal noch zulässigen Wellenneigungen ist die Sicherheit gegenüber der Bruchbelastung der Trossen maßgebend. Die zulässigen Bruchbelastungen der Trossen sind aber für die verschiedenen Schiffsgrößen genau festgelegt [5]. Auf Grund der Versuchsergebnisse [4] können die maximalen Trossenkräfte bei normaler Handhabung der Trossen etwa 25 bis 30 % Bruchlast erreichen. Somit können für die größten auf einer Kraftwasserstraße verkehrenden Schiffe dann mit diesen Grenzwerten aus Gl. (4) die zulässigen Wellenneigungen berechnet werden.

Ist dagegen das Untertor der Schleuse offen, so sind die Wirkungen einer vom unteren Vorhafen in die Schleuse einlaufenden Sunkwelle ähnlich denen der Schwallwelle im OW. Allerdings besteht insofern ein Unterschied, als die primäre Wellenfront eine Neigung nach UW hat, ein in der Schleuse liegendes Schiff sich also zunächst in Richtung zum unteren Vorhafen bewegen wird und erst durch die am Oberhaupt reflektierte Sunkwelle eine Bewegung zum Oberhaupt erfährt (Abb. 5).

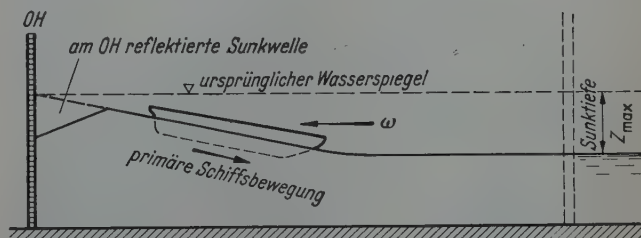


Abb. 5. Schiffsbewegung bei einem Sunk im UW.

Eine weitere Gefahr der Sunkwellen wird — allerdings meistens irrtümlicherweise — darin gesehen, daß der Wasserspiegel so weit absinken könnte, daß die Schiffe sich auf Grund setzen und dadurch beschädigt werden könnten.

Zieht man im Unterwasser die geringste Fahrwassertiefe, also NNW in Betracht, so ist zu berücksichtigen, daß dieser Wasserstand nur bei NNQ auftritt, d. h. bei einer Wasserführung, bei der höchstens eine Turbine in Betrieb ist und somit auch die Sunktiefen entsprechend gering sind. Dagegen ergeben sich die größten Sunktiefen erst bei Ausfall aller Turbinen, wobei die gesamte Wasserführung des Flusses, die etwa MQ entspricht, im Kraftwerk verarbeitet wird. In diesem Falle ist aber die Wassertiefe im UW bereits so groß, daß das Absinken des UW-Spiegels infolge der primären Sunkwelle für die Schiffe im Vorhafen oder in der Schleuse ungefährlich ist.

4. Möglichkeiten zur Verminderung der Schwallhöhen und Sunktiefen

In einem nicht schiffbaren Flußlauf, der mit Stauanlagen für Energieerzeugung ausgebaut ist, sind die beim Ausfall des Kraftwerkes entstehenden Schwall- und Sunkwellen, sowie die Neigung der Wellenköpfe so lange uninteressant, wie dadurch die Uferdämme nicht überspült werden. Um den ursprünglichen Fließzustand wiederher-

zustellen, genügt es dabei, die Wehrverschlüsse mit der normal vorgesehenen Geschwindigkeit abzusinken.

Handelt es sich dagegen um einen schiffbaren Fluß — eine sog. Kraftwasserstraße —, so empfiehlt es sich, zunächst durch Modellversuche feststellen zu lassen, ob die Schwall- und Sunkbewegungen die Schifffahrt überhaupt gefährden können. Ist das der Fall, so müssen die Höhen und Neigungen der primären Schwall- und Sunkwellen durch geeignete Maßnahmen vermindert werden. Hierbei ist anzustreben, die plötzliche Änderung der Turbinenwassermenge bereits im Entstehungsquerschnitt, also dem Kraftwerkseinlauf bzw. -auslauf abzufangen.

a) Wasserwiderstände

Den größten Erfolg bietet dabei der Einbau von Wasserwiderständen in oder unmittelbar neben dem Krafthaus. Fällt das Hauptnetz der Energieerzeugungsanlage ab, so wird die Leistung der Generatoren nahezu ohne Verzögerung auf die Wasserwiderstände geleitet. Bei diesem Umschaltvorgang ändern sich die Drehzahl der Turbinen und die Stellung der Turbinenlauf- und -leiträder kaum, die Wasserkraftanlage arbeitet also weiter, ohne die Abflußmenge oder die Schifffahrt irgendwie zu beeinflussen. Abb. 6



Abb. 6. Wasserwiderstände im Rheinkraftwerk Albrück-Dogern.

zeigt als Beispiel einer ausgeführten Anlage die Wasserwiderstände des Rheinkraftwerkes Albrück-Dogern, die im Rahmen der Stauerhöhung im Jahre 1953 nachträglich eingebaut wurden [6]. Bei einer Turbinenleistung von $3 \times 37\,600$ PS und einer maximalen Werksleistung von im Mittel $3 \times 25\,500$ kW (Rheinwasserführung $1060 \text{ cm}^3/\text{s}$, mittlere Fallhöhe $9,16 \text{ m}$) beträgt die Aufnahmeleistung der Wasserwiderstände $25,5 \text{ MW}$ pro Einheit, die bei Zweimaschinenbetrieb auf 28 MW erhöht werden kann. Je vier Elektroden einer Maschine sind in Stahlbetonkammern untergebracht, die insgesamt einen Trog von $16,65 \times 5,85 \text{ m}$ Größe bilden. Die Elektroden selbst bestehen aus zylinderförmigen Außenelektroden, welche an Erde liegen und die Sternpunkte des Dreiphasensystems der Generatoren bilden. Im Innern jedes dieser Zylinder befindet sich eine der Höhe nach verstellbare Eintauchelektrode, die über Isola-

toren an einem Elektrodenwagen befestigt ist. Dieser Wagen wird vom Maschinenhaus aus gesteuert und die Eintauchtiefe der Elektroden in das Trogwasser entspricht der jeweiligen Maschinenleistung eingestellt. Die Stromzuführung zu den beweglichen Elektroden geschieht durch Anschluß an die $10,5 \text{ kV}$ -Generatorableitungen über Trenn- und Hochleistungsschalter. Während des Betriebes der Wasserwiderstände wird das Wasser in den Betontröge erhitzt, so daß ständig Frischwasser zugeführt werden muß. Die Frischwasserabsperrschieber werden automatisch in der elektrischen Steuerung der Wasserwiderstände geöffnet. Nach den Angaben des Kraftwerkes Albrück-Dogern werden je nach Rheinwassertemperatur im Sommer 465 l/s und im Winter 350 bis 400 l/s Frischwasser benötigt. Trotz der zuverlässigen Arbeitens der hier beschriebenen Wasserwiderstände scheut man sich wohl in den meisten Fällen vor dem erheblichen baulichen und maschinellen Aufwand und den damit verbundenen Kosten. Andererseits ist es nicht möglich, die Anlage räumlich und vor allem hochwasserfrei unterzubringen.

b) Zusätzliche Entlastungsöffnungen

Als eine andere Möglichkeit, die Wellenbildung zu vermindern, sind verschließbare Auslauf- bzw. Durchlaßöffnungen in der Einlaufspirale oder über dem Turbineneinlauf vorgeschlagen und verschiedentlich auch schon ausgeführt worden (Abb. 7). Ähnlich dem Vorschlag 1 wurde noch die Anordnung eines Schützes an der offenen Spiralseite untersucht [3]. Die Durchlaßquerschnitte müssen dabei so bemessen werden, daß die maximale Ausfallwassermenge der Turbinen abgeführt werden kann. Bei den Vorschlägen 1 bis 3 ist zwar der bauliche Aufwand — außer einer zusätzlichen Tauchwand über der Saugschlauchdecke — nicht allzu groß, aber durch die ungünstigen Strömungsverhältnisse im Innern der Spirale sind starke Beanspruchungen

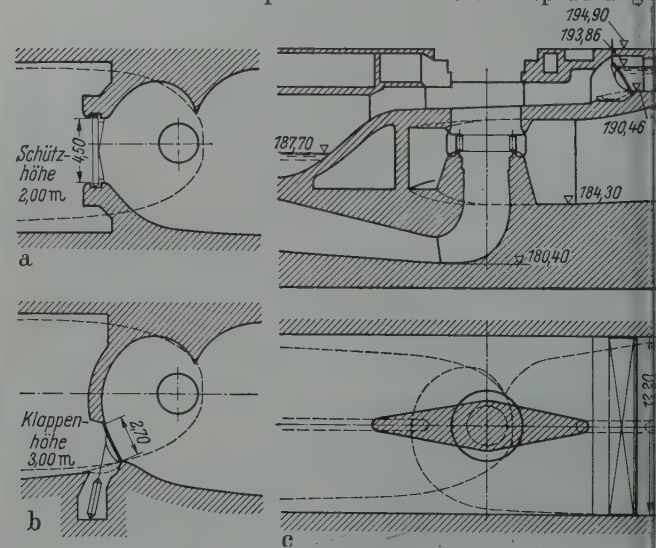


Abb. 7. Entlastungsöffnungen im Kraftwerk. a) Vorschlag 1: Turbinen mit Nebenauslaß als Schütze in Spiralmittte; b) Vorschlag 3: Turbinen mit Nebenauslaß als Klappe mit vertikaler Welle; c) Vorschlag 4: Turbinen mit Nebenauslaß als Klappe mit horizontaler Welle.

der Stützschaufeln und ungünstige Belastungen des gesamten Bauwerkes zu erwarten, die weder rechnerisch noch durch Modellversuche einwandfrei erfaßt werden können. Bei den Modellversuchen der Firma Voith für das Kraftwerk Gerlachshausen ergab eine horizontale Drehklappe über dem Turbineneinlauf die günstigsten Werte. Diese Lösung wäre auch in hydraulischer Hinsicht am günstigsten, da hierdurch der Turbinenbetrieb nicht gestört würde. Entlastungsöffnungen ähnlich dem Vorschlag 4 (Abb. 8) wurden im Kraftwerk Ottmarsheim des Rheinseitenkanals eingebaut [7]. Allerdings ist diese Art einer Schwallentlastungsanlage sehr kostspielig, einmal durch die doppelte Decke zwischen Einlaufspirale und Generatorraum und zum anderen durch die erforderlich werdende tiefere Gründungen

Man wird ein solches Entlastungssystem also nur in Kraftwerkskanälen — ähnlich dem Rheinseitenkanal — anwenden, um bei Turbinenschnellschluß trotz der an jeder Stauhaltung fehlenden Wehranlage die Ausfallwassermenge nach Unterwasser ableiten zu können. Da zwischen dem Vollabschluß der Turbinen und der vollen Öffnung der Entlastungskanäle eine mehr oder weniger große Verzögerung auftritt, ist es wohl kaum möglich, die Höhe und Neigung des eigentlichen Schwallkopfes — sowie des Sunkellenkopfes im UW — wesentlich zu beeinflussen. Lediglich der Schwallrücken wird rasch abgebaut und so nach relativ kurzer Zeit der Ausgangwasserspiegel wiederhergestellt.

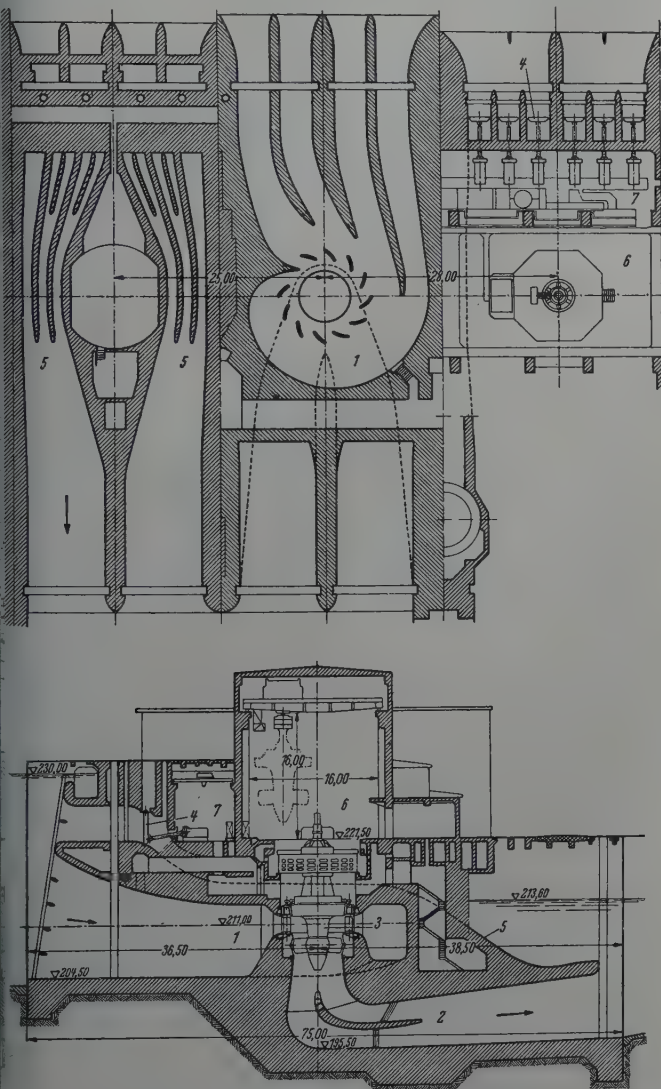


Abb. 8. Querschnitt der Kraftanlage Ottmarsheim.

Spirale. — 2 Saugrohr. — 3 Turbine. — 4 Hochwasserschützen. — Hochwasserablauf von 3 Schützen an einer Seite der Turbinen. — Maschinensaal. — 7 Raum, enthaltend die Bedienung der Hochwasserschützen und die Ölpumpen der Regulierung, nach [7].

c) Schnellsenken der Wehrverschlüsse

Ähnlich sind die rein hydraulischen Vorgänge bei einem normalen Flußkraftwerk, wenn zur Entlastung die Wehrverschlüsse schnellgesenkt werden sollen. Wenn es auch durch verfeinerte automatische Einrichtungen gelingen sollte, die Zeit zwischen dem Netzabfall und dem Schnellsenkbefehl an die Wehrverschlüsse auf ein Minimum zu verkürzen, so bleibt doch noch die unvermeidbare Verzögerung für das Durchfahren des Freibordes von ca. 20 s bis 30 cm. Ein wesentlicher Faktor ist dabei vor allem die Zeit des Wehrverschlusses und die damit zu erreichende maximale Senkgeschwindigkeit. Grundsätzlich kann jedoch

für alle Verschlusarten, wenn sie bei Turbinenausfall durch Schnellsenken die Schwall- und Sunkbewegungen wesentlich vermindern sollen, folgende Bedingung aufgestellt werden: Die Wehrwassermenge muß ohne große Verzögerung annähernd so schnell zunehmen, wie die Turbinenwassermenge abnimmt. Kann diese Forderung erfüllt werden, dann läuft im OW unmittelbar hinter der vom Krafthaus ausgehenden Schwallwelle eine vom Wehr ausgehende Sunkwelle von nahezu gleicher Größe. Im UW-Bereich findet der gleiche Vorgang, nur mit umgekehrten Vorzeichen, statt. An den Vorhäfeneinfahrten haben die durch das Schnellsenken erzeugten Sekundärwellen im günstigsten Falle (Wehrbetrieb ohne Freibord) den Wellenrücken der vom Kraftwerk ausgehenden Primärwellen bereits so weit abgebaut, daß sich die von der Vorhäfeneinfahrt zur Schleusenkammer laufenden Wellen nicht voll ausbilden können, da die erforderliche Wassermenge aus dem Flußbereich nicht mehr zugeführt werden kann. In der Praxis ist jedoch ein ständiger Wehrbetrieb ohne Freibord unerwünscht, da die Windwellen die Wehrkonstruktion dauernd überströmen würden und außerdem im Winter die Luftseite der Stahlkonstruktion rasch vereist.

Bei den gebräuchlichsten Arten der Wehrverschlüsse ist im Hinblick auf das Schnellsenken folgendes zu beachten:

a) Fischbauchklappen lassen sich bei maschinell, insbesondere einseitigem Antrieb nur verhältnismäßig langsam senken. Die Senkbewegung muß sehr frühzeitig abgebremst werden, damit sowohl die Lager als auch der Antrieb durch eine plötzliche Beendigung der Senkbewegung nicht übermäßig belastet werden. Die maximale mittlere Senkgeschwindigkeit (auf den Kreisbogen bezogen) beträgt etwa 2 bis 3 cm/s. Bei hydraulischem Antrieb, wobei sich die Öldruckzylinder auf der Unterwasserseite zwischen Klappe und festen Wehrnischen befinden, kann die Senkgeschwindigkeit auf etwa 6 bis 8 cm/s gesteigert werden.

b) Für Rollschütze mit aufgesetzter Klappe gelten die gleichen Überlegungen wie für Fischbauchklappen, jedoch kann die Senkgeschwindigkeit wegen der kleineren Abmessungen um etwa 20 % gesteigert werden.

c) Doppelhakenschütze lassen sich bei maschineller Absenkung mit maximal 5 cm/s absenken. Eine weitaus größere Senkgeschwindigkeit (etwa 15 cm/s) läßt sich erreichen, wenn durch den Schnellsenkbefehl die Antriebsmotoren ausgekuppelt werden und die nahezu frei fallenden Oberschütze in der Soll-

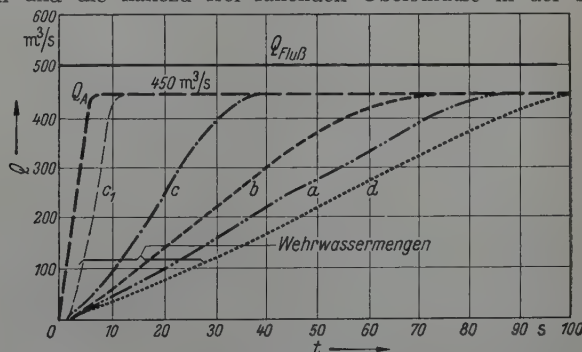


Abb. 9. Zeitlicher Verlauf der Ausfall- und Entlastungs-Wassermengen für verschiedene Verschlusarten.

stellung durch Öldruckbremsen abgefangen werden (ausgeführt beim Rheinkraftwerk Birsfelden). Das Anheben des Unterschlützes zur Schwallentlastung könnte wegen der großen Druckhöhe zwar mit weitaus geringerer Geschwindigkeit erfolgen, ist aber mit Rücksicht auf die starke Belastung der meist nur wenig überstauten UW-Sohle nicht anzustreben.

d) Bei Sektorwehren ist die Senkgeschwindigkeit abhängig von der Größe des im massiven Teil eingebauten (meist hydraulisch betätigten) Schnellsenkschiebers und der lichten Verschlussweite des Sektorkörpers. Der Sektor kann sich nur so schnell senken, wie die im Innern eingeschlossene Wassermasse durch den geöffneten Schnellsenkschieber austreten kann. Bei den üblichen Abmessungen von Sektorverschlüssen lassen sich mit einem Schnellschlußschieber von ca. 1,0 m Durchmesser Senkgeschwindigkeiten von etwa 2 bis 3 cm/s erzielen.

Zur Veranschaulichung sind in Abb. 9 die zeitliche Zunahme der Ausfallwassermenge und die Senkzeiten bis zur

Abführung der Ausfallwassermenge für die obengenannten Verschlussarten dargestellt. In dem dargestellten Beispiel wurde eine Wassermenge von $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen, die restlos im Krafthaus verarbeitet wird und durch Schnellschluß der Turbinen in 7 s auf eine Leerlaufwassermenge von $8\% = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ abnimmt. Für die Abführung der Ausfallwassermenge von $Q_A = 460 \text{ m}^3/\text{s}$ steht eine gesamte lichte Wehrbreite von 120 m zur Verfügung. Als Senkgeschwindigkeit, Anzahl und Lichtweite der in Abb. 10 dargestellten Wehrverschlüsse wurden zugrunde gelegt:

- a) 3 cm/s — 3 Öffnungen je 40 m Lichtweite
- b) 3,5 cm/s — 5 Öffnungen je 24 m Lichtweite
- c) 5 cm/s — 5 Öffnungen je 24 m Lichtweite
- c₂) 15 cm/s — 5 Öffnungen je 24 m Lichtweite
- d) 2,5 cm/s — 3 Öffnungen je 40 m Lichtweite

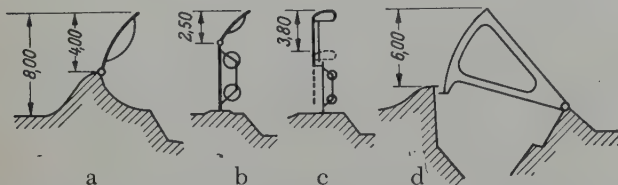


Abb. 10. Schematische Darstellung der in Abb. 9 untersuchten Verschlussarten.

Um im Oberwasser der vom Kraftwerk ausgehenden Schwallwelle (umgekehrt natürlich im UW) in annähernd der gleichen Zeiteinheit durch Schnellsenken der Wehrverschlüsse eine Sunkwelle überlagern zu können, müssen diese mit etwa 10 bis 15 cm/s ohne große Verzögerung abgesenkt werden. Wenn diese Senkgeschwindigkeit nicht erreicht werden kann, wird sich die Schwallwelle im Schiffahrtbereich voll auswirken, gefolgt von einer ausgeprägten Sunkwelle, so daß die Schwingungsvorgänge in der Schleuse nicht vermindert, sondern noch verstärkt werden. In diesem Falle wird es sich empfehlen, die Wehrverschlüsse so langsam zu senken, daß einerseits der Wasserspiegel nach Reflexion der Schwall- und Sunkwellen an den oberen und unteren Haltungen nicht weiter ansteigen kann und zum anderen zusätzliche Wasserspiegelschwingungen infolge des Wehrsenkens vermieden werden.

d) Turbinenschwallsteuerung

Bei einer Kaplan turbine ist für eine bestimmte Drehzahl, außer dem Leerlauf mit dem Wassermengenminimum von 8% der Vollwassermenge, auch noch bei jedem Laufwinkel ein Leerlaufbetrieb möglich. Je größer der Laufwinkel und die zugeordnete Leerlaufstellung des Leitrades, desto größer ist auch die Leerlaufwassermenge [3]. Theoretisch könnte also das gleiche erreicht werden wie beim Einbau eines Wasserwiderstandes, wenn nicht durch die geringe Laufschaufelbelastung im Saugschlauch starke Rotationskomponenten auftreten würden, wobei der Wirbelkern unter Umständen Dampfkavernen enthält, die schwere Erschütterungen des gesamten Bauwerkes verursachen können.

Nach Versuchen der Firma Voith [3] gelingt es, durch Luftzufuhr im Unterdruckbereich des Wasserführungsschildes vor dem Laufrad die Wucht der Schläge und Erschütterungen am Bauwerk wesentlich zu vermindern. Bei Überdrehzahlen von 30% ließen sich die am Modell gemessenen Druckschwankungen durch Belüftung auf die Hälfte vermindern. Allerdings ist nicht sicher, ob für den belüfteten Zustand die Modellgesetze noch voll gültig sind. Werden dagegen Überdrehzahlen nicht zugelassen, so bleiben die Druckschwankungen im Saugrohrkrümmer kleiner als $1,0 \cdot H$ (H = Fallhöhe), an der Stützwand kleiner als $0,1 \cdot H$ bei einer Frequenz von 0,4 Hz. Je nach Wahl des Laufradwinkels beträgt dabei die Leerlaufwassermenge 40 bis 55% der Vollwassermenge.

Abb. 11 zeigt die Charakteristik des Abschlußvorganges der Turbinen am Kraftwerk Jochenstein. Wie die Modell-

und Naturversuche am Kraftwerk Jochenstein gezeigt haben, lassen sich durch diese Art des Turbinenabschlusses bei Netzzusammenbruch die Schwall- und Sunkbewegungen derart vermindern, daß sie für die Schifffahrt als ungefährlich angesehen werden können. Die Wehrverschlüsse brauchen dann nur mit der normalen Geschwindigkeit gesenkt zu werden, damit im zeitlichen Mittel der Stauspiegel gehalten wird. Bei maschinelltem Antrieb der Wehrverschlüsse muß die Schwallsteuerung allerdings der Forderung genügen, daß bei einem möglichst langsamen Übergang von der Ausbau- zur Leerlaufwassermenge mit Rücksicht auf die Antriebsmotore des Wehres unzulässig hohe und lange andauernde Überdrehzahlen der Turbinen möglichst vermieden werden.

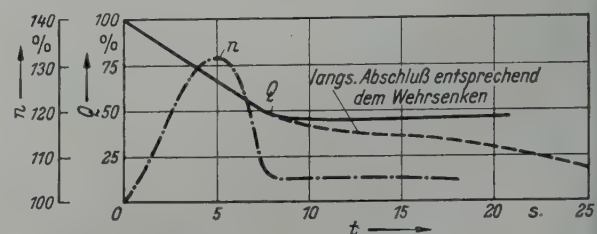


Abb. 11. Charakteristik des Schließvorganges bei Turbinenschwallsteuerung.

5. Zusammenfassung

Durch den Netzzusammenbruch und den damit ausgelösten Schnellschluß der Turbinen entstehen im OW und UW-Bereich einer Stauanlage Schwall- und Sunkwellen, die die Schifffahrt, insbesondere in den Vorhöfen und in den Schleusenammern, gefährden können. Um ein reibungsloses Zusammenarbeiten von Kraftwerks- und Schiffahrtsbetrieb zu gewährleisten, müssen von der Kraftwerksseite Maßnahmen getroffen werden, durch die plötzliche Wasserspiegelbewegungen ganz vermieden oder zumindest auf ein für die Schifffahrt ungefährliches Maß vermindert werden. Die besten Erfolge lassen sich durch Wasserwiderstände erzielen, da hierbei die Turbinen nach Netzausfall weiterlaufen können. Auch durch eine Turbinenschwallsteuerung, d. h. Abschluß auf eine vergrößerte Leerlaufwassermenge, können die Wasserspiegelbewegungen erheblich vermindert werden. Eine Entlastung durch Schnellsenken der Wehrverschlüsse ist erst bei Senkgeschwindigkeiten von 10 bis 15 cm/s wirksam, bei kleineren Geschwindigkeiten kann sie eine zusätzliche Gefährdung der Schifffahrt herbeiführen. Der Einbau von Entlastungsöffnungen über oder neben den Turbinen ist nur bei Kanalkraftwerken ohne eigene Wehranlage zu empfehlen. Die Wirksamkeit der Turbinenschwallsteuerung wurde für das Kraftwerk Jochenstein am Modell und in der Natur überprüft und hat sich als ausreichend erwiesen.

Literatur

1. Wittmann u. Bleines: Kraftwerksschwallen und Schifffahrt. Schweiz. Bauztg. (1953), Nr. 34.
2. Wittmann: Wirkung von Kraftwerksschwallen auf die Flussschifffahrt. XVIII. intern. Schifffahrtkongreß, Rom 1953, Abt. I, Frage 1 b.
3. Wittmann u. Fuchs: Neue Verfahren für die Ausnutzung der Wasserkraft an Wasserstraßen. Ihre Rückwirkungen auf die Schifffahrt, auf den Entwurf und den Bau der wasserbaulichen Anlagen, insbesondere der beweglichen Wehre. XIX. intern. Schifffahrtkongreß, London 1957, Abt. I, Frage 3.
4. Partensky: Der Einfluß der Schleusenfüllungen auf den Wasserstand und die Schifffahrt in einer Kanalhaltung. Dr.-Ing.-Dissertation, TH-Karlsruhe 1957, sowie als 144. Arbeit aus dem Flussschifffahrtlaboratorium der TH-Karlsruhe 1957 erschienen.
5. Vorschriften des Germanischen Lloyd für Klassifikation und Bau von stählernen Binnenschiffen.
6. Denkschrift der Rheinkraftwerke Albbuck-Dogern AG für das Geschäftsjahr 1954/55.
7. Orth: Die Staustufe Ottmarsheim des Rheinseitenkanals. D. Bauingenieur 28 (1953), H. 4, S. 140.

Dynamische Einflüsse bei Bauten, insbesondere bei Gebäudedecken

Von Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg

DK 624.042.8 : 624.072 : 69.025.1/.2

Für Durchlaufträger und Rahmen werden die Eigenwertgleichungen für die Ermittlung der Eigenfrequenzen angegeben.

Die Schriftleitung.

Bei statischer Beanspruchung spielt die Zeit keine Rolle, im Gegensatz hierzu sehr stark aber bei dynamischer Beanspruchung. Statt der Zeit wendet man besser als Richtmaß die absolute Zahl der Lastwechsel an.

Bei Industriebauten ist man heutzutage gewöhnlich zur skelettbauweise übergegangen, bei der die Mauern zum großen Teil nicht mehr Tragmauern sind. Die statischen Belastungen werden damit erheblich geringer. Das bedeutet aber, da die dynamischen Kräfte durch diese Bauweise nicht verringert werden, daß diese hier einen wesentlich größeren Anteil an der Gesamtbeanspruchung ausmachen und ihnen daher mehr Beachtung zu schenken ist, da hier die Dauerfestigkeit maßgebend werden kann (z. B. Abb. 1 für Stahl St 42.11).

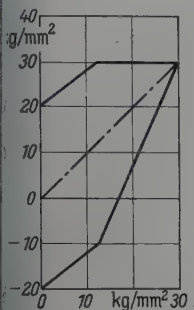


Abb. 1. Dauerfestigkeitsschaubild für Stahl St 42.11 mit 45 kg/cm² Zugfestigkeit, 25 kg/cm² Streckgrenze und 20 % Dehnung.

Dazu kommt, daß bei wechselnden Beanspruchungen der Einfluß der Kerbwirkung bekanntlich viel bedeutender ist als bei statisch wirkender Last.

Es ist unbedingt notwendig, die Eigenart der zur Aufstellung gelangenden Maschinen, d. h. deren Massenkkräfte und Massendruckmomente und ihre Frequenz, zuverlässig zu ermitteln.

Je nach dem Verhältnis der Drehzahl n einer Massenkraft oder eines Massendruckmomentes zu einer Eigenschwingungszahl n_e des Bauwerkes kann die sich ergebende Beanspruchung des letzteren in den denkbar weitesten Grenzen schwanken. Ist n nur ein geringer Bruchteil von n_e , so unterscheidet sich die durch diese Massenkraft erzeugte Beanspruchung kaum von der, die entsteht, wenn diese Massenkraft statisch wirken würde. Ist dagegen n gleich oder annähernd gleich n_e — Fall der sogenannten Resonanz —, so schaukelt sich das System auf. Hier genügt ein Schwingungsbeiwert, wie er in bekannten Taschenbüchern mit 100 % angegeben ist, unter Umständen bei weitem nicht. Der Verfasser hat öfters schon Aufschaukelungen auf das 35fache, ja sogar bis auf das 120fache des statischen Wertes meßtechnisch festgestellt.

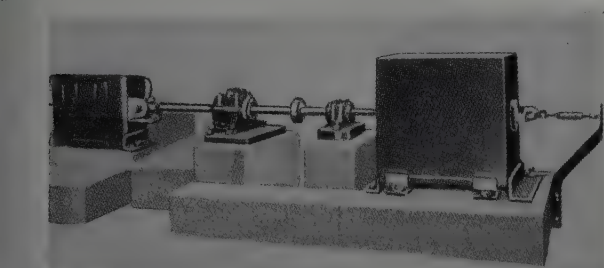


Abb. 2. Zug-Druck-Dauerprüfmaschine für naturgroße Körper (Kolbenstangen, Kreuzköpfe usw.) mit einer Wechselzahl 5000/min und einer Massenkraft von $\pm 25\,000$ kg. (Links im Bild sind Kreuzkopf und Kolbenstange erkenntlich.)

Weit über der Resonanz, wenn die erregende Frequenz n vielmals höher als die Eigenfrequenz n_e ist, macht das Gebäude oder der in Frage kommende Gebäudeteil die Schwingungen der Massenkraft nicht mehr mit, sondern

verhält sich träg. In diesem Fall ist ein Stoßzuschlag von 25 oder gar 100 % völlig überflüssig.

Zum Beispiel hatte der Verfasser vor Jahren eine Zug-Druck-Dauerprüfmaschine gebaut (Abb. 2), bei der bei einer minutlichen Wechselzahl von 5000 waagrechte Massenkkräfte von $\pm 25\,000$ kg auftraten. Die Maschine war auf der Decke des Obergeschosses eines Lagerschuppens aufgestellt und lief jahrelang, ohne daß an der Decke oder den Außenmauern Beschädigungen auftraten.

Auf die Stärke der Aufschaukelung in unseren Bauwerken ist weiter die innere Reibung oder Hysterese im Baustoff von Einfluß, die von einer je nach dem Baustoff verschiedenen hohen Potenz der Beanspruchung abhängt. Bei geringen Beanspruchungen ist sie also sehr klein, wodurch eine sehr hohe Aufschaukelung entsteht. Abb. 3 zeigt für 3 verschiedene Stahlsorten das außerordentlich starke Anwachsen der Hysterese mit der auferlegten Wechselbeanspruchung. Abb. 4 zeigt die ebenfalls starke Zunahme für Kupfer St und Messing in Abhängigkeit von der Formänderung. Hystereseverlust und Dämpfungsarbeit bedeuten hierbei dasselbe.

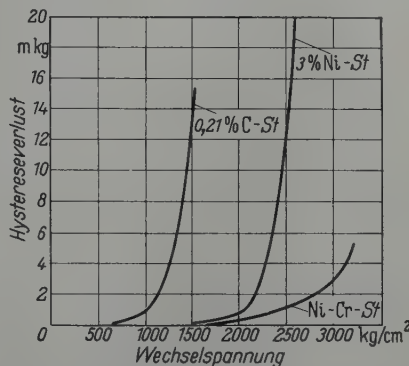


Abb. 3. Abhängigkeit der inneren Reibung (Hysterese) von der auferlegten Beanspruchung für einen 0,21proz. Kohlenstoffstahl, einen 3proz. Nickelstahl und einen Chrom-Nickel-Stahl.

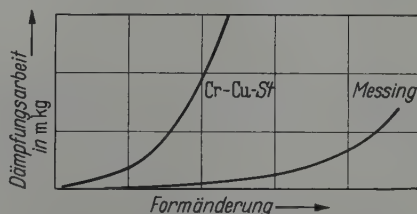


Abb. 4. Abhängigkeit der Hysterese von der Formänderung für einen Cr-Cu-Stahl und für Messing.

Für Ziegelmauerwerk, Beton und Stahlbeton liegen systematische Meßergebnisse des Verfassers noch nicht vor; doch kann aus den zahlreichen Messungen des Verfassers an großen ausgeführten Bauten geschlossen werden, daß auch bei diesen Baustoffen die Hysterese mit der Beanspruchung stark zunimmt.

In erster Linie ist natürlich für die Größe der Aufschaukelung maßgebend, wie nahe die Frequenz n der erregenden Massenkraft mit einer Eigenfrequenz des Bauwerkes zusammenfällt. Es ist also unbedingt erforderlich, die letzteren zuverlässig zu ermitteln.

Aus Raumgründen sehen wir hier von der Behandlung der Waagrechtsschwingungen ab und beschäftigen uns mit den

Lotrechtsschwingungen,

und zwar mit der Berechnung der Eigenschwingungszahlen von Decken, auf denen Maschinen laufen. Hier fehlt es zum Teil noch an Unterlagen, da sich die bekannten theoretischen Ergebnisse meist auf homogene Decken mit speziellen Grundrißformen beschränken.

Unsere wirklichen Decken sind aber recht häufig nur nach einer Richtung gespannt; in anderen Fällen weisen sie quer zu dieser Spannrichtung Längsunterzüge auf, aber nur ganz ausnahmsweise werden sie nach allen Richtungen homogen sein, von der Inhomogenität der Stahlbewehrung bei Betondecken natürlich abgesehen.

Weiter liegt keine Decke frei auf, sondern ist mit ihren Stützmauern oder Säulen fest verbunden. Es ist, wie alle Messungen übereinstimmend zeigen, unbedingt notwendig, die Masse und die Biegeelastizität und unter gewissen Umständen auch die Zug-Druck-Elastizität der Stützmauern zu berücksichtigen.

Ferner befindet sich über der Decke mit ihren laufenden Maschinen öfters eine zweite Decke, mindestens aber ein Dach, das von den über die Decke hinausragenden Stützmauern getragen wird. Diese über die Decke hinausragenden Teile haben auf die Eigenschwingungszahlen der Decke ebenfalls einen (wenn auch nicht großen) Einfluß. Wenn man brauchbare Ergebnisse bei der Berechnung der Eigenschwingungszahlen einer solchen Decke erzielen will, ist auch diesem Einfluß Beachtung zu schenken.

Schließlich sind solche Decken vielfach durch eine oder mehrere Säulenreihen unterstützt, die selbstverständlich unbedingt berücksichtigt werden müssen.

Für diese verwinkelte Aufgabe liefern uns aber die Messungen sehr wichtige Ergebnisse. Die Messung der lotrechten Schwingungen solcher Decken hat nämlich allgemein gezeigt, daß — gerechnet von der Erregungsstelle aus — die Schwingungen quer zur Spannrichtung der Decke ziemlich rasch an Stärke abnehmen. Sie betragen z. B. in einem Fall in 5,2 m Entfernung nur 47,1 % derjenigen an der Erregungsstelle und in 20,8 m Entfernung von derselben und 14 m von der nächsten Querwand nur noch 7 %. Bei einem langen Saal kann man also damit rechnen, daß die Querwände an den Enden nur noch einen untergeordneten Einfluß auf die Eigenschwingungszahlen der Decke haben. Freilich bezieht sich dies nur auf Resonanz mit der Frequenz der erregenden Kräfte von Maschinen, welche in genügend großer Entfernung von einer der beiden Querwände aufgestellt sind. Nahe bei diesen Querwänden ist, soweit in ihrer Nähe Maschinen Massenkkräfte erzeugen, das Bild

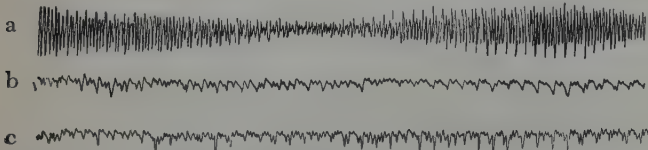


Abb. 5a—c. 6—8 Schwingungsdiagramme einer mit laufenden Webstühlen gleichmäßig belegten kleineren, durch Pilzsäulen unterstützten Decke: a) im Abstand 10,3 m von der Querwand; b) und c) im Abstand 2,7 m von der Querwand, aber an zwei verschiedenen Stellen. — Die Decke ist 27,6 m lang und 16,7 m breit und durch drei Pilzsäulen gestützt.

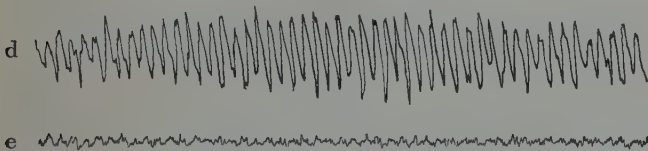


Abb. 5d, e. Schwingungsdiagramme einer mit laufenden Webstühlen gleichmäßig belegten großen Decke von 55,5 m Länge und 19,5 m Breite, welche nur am Rande von Säulen gestützt ist. — d) in der Längsmittelachse in 31,7 m Abstand von der Querwand; e) in der Längsmittelachse in nur 1,8 m von der Querwand. — In beiden Fällen liefen sämtliche Webstühle.

verwickelter. Regelmäßig zeigt sich aber, daß an diesen Stellen die Ausschläge bedeutend kleiner sind als gegen die Saalmitte zu. Zum Beweis bringen wir in den folgenden Abb. 5 a—e Fälle, in denen die Säle gleichmäßig mit Maschinen derselben Art besetzt sind. Zunächst die Abb. 5 a—c, die sich auf die gleiche, aber verhältnismäßig

recht kleine, durch Pilzsäulen gestützte Decke beziehe auf der alle Maschinen liefen. Abb. 5 a stammt aus einer Entfernung von 10,3 m von der Querwand, die Abb. 5 b und 5 c sind an zwei verschiedenen Stellen derselben Decke, die aber nur 2,7 m von der Querwand entfernt waren, aufgenommen. Bei allen drei Abbildungen war die Vergrößerung die gleiche, nämlich 44fach.

Einen ganz anders gearteten Fall mit einer bedeutend größeren Decke, die aber im Gegensatz zum vorgenannten Fall durch keinerlei Säulen (außer an den Deckenrändern) unterstützt war, zeigen die Abb. 5 d und 5 e. Bei Abb. 5 d ist die Meßstelle 31,7 m vom kurzen Deckenrand entfernt, bei Abb. 5 e dagegen nur 3,8 m. In der Querrichtung waren beide Meßstellen auf der Mittelachse gelegen. Die Decke war vollständig und gleichmäßig mit Webstühlen gleichmäßig belegt, die sämtlich mit gleicher Drehzahl liefen. Sie war quer gespannt, hatte aber auch zwei Längsunterzüge.

Diese Erkenntnis bedeutet für die Berechnung der Eigenschwingungszahlen von Decken in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle eine sehr wichtige Vereinfachung: Man braucht in Annäherung für nur quer gespannte Decken lediglich die Dehnungen in der Querrichtung zu berücksichtigen.

Es liegt jetzt nahe, bei einer solchen Decke einen Querschnitt herausgeschnitten zu denken und für ihn so wohl für den Fall freier Auflagerung an beiden Enden als auch für den Fall fester Einspannung dortselbst die Eigenschwingungszahlen zu berechnen. Leider ist aber der für den Fall fester Einspannung sich ergebende Wert um volle 126 % höher als der für freie Auflagerung, so daß man damit in der Praxis, wo meist mehr oder weniger stark elastisch eingespannte Systeme vorliegen, noch keine hinreichend genaue Auffindung der wirklichen Eigenfrequenzen erreichen kann. Die nachfolgende Untersuchung bezweckt, an Hand geschlossener Formeln auch schwierige Fälle dem Praktiker zugänglich zu machen.

Das exakte Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Eigenfrequenzen geht bekanntlich von der Differentialgleichung der massebehafteten Transversalschwingungen $y(x, t)$ aus, die für einen Stab konstanten Querschnitts vom Gewicht G , der Länge l , dem Trägheitsmoment J und dem Elastizitätsmodul E

$$E J \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{G}{g l} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0$$

lautet. Aus dem jeweils vorliegenden Randwertproblem folgt die sog. Eigenwertgleichung, aus der sich schließlich die Eigenfrequenzen ergeben. Bei Verwendung von Produktansätzen wird das Randwertproblem für den ortshängigen Teil der Lösung befriedigt, der mit den zunächst willkürlichen Konstanten A , B , C und D

$$y = A \cdot \cos ax + B \cdot \sin ax + C \cdot \cosh ax + D \cdot \sinh ax,$$

$$a = \sqrt[4]{\frac{\omega^2 G}{E J \cdot l g}}$$

lautet; ω ist hierbei eine Eigenfrequenz des Systems.

Wir betrachten zunächst einen einfachen Fall (Abb. 6 a) einen Träger, der auf drei Stützen frei gelagert ist, wobei aber die Größen E , J , G und l für jedes der beiden Trägerstücke beliebig verschieden sein können. Für den Stabteil l_1 gilt die Beziehung

$$y_1 = A_1 \cdot \cos a_1 x_1 + B_1 \cdot \sin a_1 x_1 + C_1 \cdot \cosh a_1 x_1 + D_1 \cdot \sinh a_1 x_1,$$

$$y_1' = a_1 [-A_1 \cdot \sin a_1 x_1 + B_1 \cdot \cos a_1 x_1 + C_1 \cdot \sinh a_1 x_1 + D_1 \cdot \cosh a_1 x_1],$$

$$y_1'' = a_1^2 [-A_1 \cdot \cos a_1 x_1 - B_1 \cdot \sin a_1 x_1 + C_1 \cdot \cosh a_1 x_1 + D_1 \cdot \sinh a_1 x_1],$$

$$y_1''' = a_1^3 [A_1 \cdot \sin a_1 x_1 - B_1 \cdot \cos a_1 x_1 + C_1 \cdot \sinh a_1 x_1 + D_1 \cdot \cosh a_1 x_1].$$

Für den Stabteil l_2 gilt entsprechend:

$$y_2 = A_2 \cdot \cos a_2 x_2 + B_2 \cdot \sin a_2 x_2 + C_2 \cdot \cosh a_2 x_2 + D_2 \cdot \sinh a_2 x_2$$

x_1 wird von links und x_2 von rechts her gerechnet. Außer y_1 und y_2 sowie α_1 und α_2 hat man die 8 Unbekannten A_1 bis D_2 . Sie ergeben sich aus folgenden Bedingungen: Es ist für

$$\begin{aligned} x_1 = 0: & \quad 1) y_1 = 0 \\ & \quad 2) M = 0, \quad \text{also } y_1' = 0, \\ x_2 = 0: & \quad 3) y_2 = 0, \\ & \quad 4) M = 0, \quad \text{also } y_2' = 0, \\ x_1 = l_1: & \quad 5) y_1 = 0, \\ x_2 = l_2: & \quad 6) y_2 = 0, \end{aligned}$$

owie

$$7) \left. \frac{dy_1}{dx_1} \right|_{l_1} = - \left. \frac{dy_2}{dx_2} \right|_{l_2}$$

und

$$8) M_1(x_1) = M_2(x_2), \quad \text{also } E J_1 y_1' = E J_2 y_2'.$$

sofern nicht weiter unterschieden, deuten die Striche stets Ableitungen nach dem jeweils vorliegenden Argument x_1 bzw. x_2 an.

Aus (1) und (2) sowie (3) und (4) folgen $A_1 = -C_1 = 0$, $A_2 = -C_2 = 0$, während aus (5) und (6)

$$D_1 = -B_1 \sin \alpha_1 l_1 / \sinh \alpha_1 l_1,$$

$D_2 = -B_2 \sin \alpha_2 l_2 / \sinh \alpha_2 l_2$ hervorgehen. Aus (7) und (8) folgen die Gleichungen

$$\begin{aligned} \alpha_1 (B_1 \cdot \cos \alpha_1 l_1 + D_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1) &= \\ = -\alpha_2 (B_2 \cdot \cos \alpha_2 l_2 + D_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2), \\ E_1 J_1 \alpha_1^2 (-B_1 \cdot \sin \alpha_1 l_1 + D_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1) &= \\ = E_2 J_2 \alpha_2^2 (-B_2 \cdot \sin \alpha_2 l_2 + D_2 \cdot \sinh \alpha_2 l_2). \end{aligned}$$

Mit den bereits durch die Konstanten B ausgedrückten Größen D hat man dann aus den beiden letzten Gleichungen

$$\begin{aligned} B_2 &= + \frac{\alpha_1^2}{\alpha_2^2} \cdot \frac{E_1 J_1}{E_2 J_2} \cdot \frac{\sin \alpha_1 l_1}{\sin \alpha_2 l_2} B_1, \\ B_2 &= - \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{\cos \alpha_1 l_1 - \frac{\sinh \alpha_1 l_1}{\tanh \alpha_1 l_1}}{\cos \alpha_2 l_2 - \frac{\sinh \alpha_2 l_2}{\tanh \alpha_2 l_2}} B_1, \end{aligned}$$

also ein lineares homogenes Gleichungssystem für B_1 und

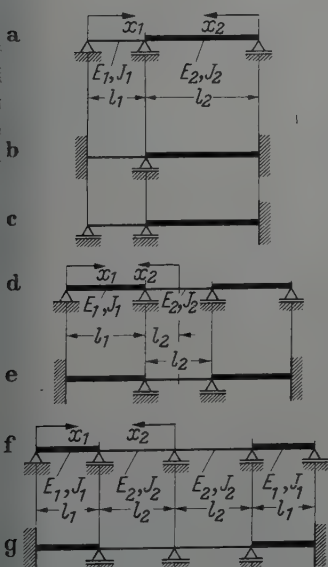


Abb. 6. 6a: dreifach frei aufliegender Träger, wobei Länge, E-Modul, Gewicht und äqu. Trägheitsmoment für beide Trägereile verschieden sind; 6b: an beiden Enden eingespannter, dazwischen frei aufliegender Träger, wobei Länge, E-Modul, Gewicht und äqu. Trägheitsmoment für beide Trägereile verschieden sind; 6c: an einem Ende fest eingespannter, am anderen Ende und dazwischen frei aufliegender Träger (l , E , G und J sind für beide Trägereile verschieden); 6d: vierfach frei gelagerter symmetrischer Träger (l , E , G und J weichen für das mittlere Stück von den entsprechenden Werten für die beiden äußeren Stücke ab); 6e: Träger nach Abb. 6d, aber an beiden Enden fest eingespannt; 6f: fünffach frei gelagerter symmetrischer Träger (l , E , G und J der beiden mittleren Stücke weichen von den Werten für die beiden äußeren Stücke ab); 6g: Träger nach Abb. 6f, aber an beiden Enden fest eingespannt.

B_2 , die nur dann verschieden von Null sein können, sofern die Eigenwertgleichung

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{E_1 J_1}{E_2 J_2} (\coth \alpha_2 l_2 - \cot \alpha_2 l_2) + \coth \alpha_1 l_1 - \cot \alpha_1 l_1 = 0. \quad (\text{I})$$

besteht.

α_1 und α_2 hängen durch die Bedingung zusammen, daß für die beiden Äste l_1 und l_2 sich dieselbe Eigenschwingungszahl ergeben muß. Es ist also

$$\omega_1 = 1 \quad \text{bzw.} \quad \alpha_1 = \sqrt[4]{\frac{E_2 J_2 l_2 G_1}{E_1 J_1 l_1 G_2}},$$

womit die Aufgabe gelöst ist, sofern die Werte α_{1K} ($K = 1 \dots n$) (durch Probieren) gefunden sind. Die Eigenschwingungszahlen sind

$$n_{eK} = \frac{30 \omega_K}{\pi} = \frac{30}{\pi} \cdot \alpha_{1K}^2 \sqrt[4]{\frac{E_1 J_1 l_1 g}{G_1}}.$$

Im allgemeinen ist jedoch meistens nur die erste (niedrigste) Eigenfrequenz von Interesse.

Der Fall nach Abb. 6 b unterscheidet sich von dem nach Abb. 6 a dadurch, daß der durchlaufende Träger an seinen beiden Enden fest eingespannt ist. An Stelle der Bedingungen 2 und 4 treten hier die Bedingungen

$$2 \text{ a) für } x_1 = 0 \quad y_1' = 0$$

$$4 \text{ a) für } x_2 = 0 \quad y_2' = 0.$$

Hier ergibt sich nach einer ähnlichen Entwicklung wie zuvor die Bestimmungsgleichung

$$\begin{aligned} \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \cdot \frac{E_2 J_2}{E_1 J_1} \cdot \frac{\sin \alpha_2 l_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2 - \cos \alpha_2 l_2 \cdot \sinh \alpha_2 l_2}{1 - \cos \alpha_2 l_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2} + \\ + \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1} = 0. \quad (\text{II}) \end{aligned}$$

Die beiden Quotienten scheinen bei der Ausrechnung ziemlich Arbeit zu machen. Man rechnet sie daher für verschiedene Werte αl aus und trägt das Ergebnis in Kurvenform auf. Man findet so ziemlich rasch die richtigen Werte.

Im Fall der Abb. 6 c ist der durchlaufende Träger nur an einem — linken — Ende fest eingespannt. Hier erhält man nach einer ähnlichen Entwicklung wie zuvor die Bestimmungsgleichung:

$$\begin{aligned} \frac{2 \alpha_2 E_2 J_2}{\alpha_1 E_1 J_1} \cdot \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_2 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_2} \cdot \\ \cdot (\cot \alpha_2 l_2 - \coth \alpha_2 l_2) = 0. \quad (\text{III}) \end{aligned}$$

Bei einem auf vier Stützen frei gelagerten durchlaufenden Träger — nach Abb. 6 d — mit verschiedenen Längen und Trägheitsmomenten ergibt sich als Bestimmungsgleichung:

$$\frac{\alpha_1 E_1 J_1}{\alpha_2 E_2 J_2} (\tanh \alpha_2 l_2 + \tan \alpha_2 l_2) + \coth \alpha_1 l_1 - \cot \alpha_1 l_1 = 0. \quad (\text{IV})$$

Bei einem auf zwei mittleren Stützen frei gelagerten und an seinen beiden Enden fest eingespannten symmetrischen Träger nach Abb. 6 e erhält man als Bestimmungsgleichung:

$$\begin{aligned} 2 \frac{\alpha_1 E_1 J_1}{\alpha_2 E_2 J_2} \cdot \frac{1}{\tan \alpha_2 l_2 + \tanh \alpha_2 l_2} + \\ + \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1} = 0. \quad (\text{V}) \end{aligned}$$

Diese Beziehung kann auch verwendet werden für den Fall eines symmetrisch schwingenden Portals, d. h. eines Querriegels, der durch zwei Säulen getragen wird. Hierbei ist aber zu beachten, daß die Säulen außer auf Biegung auch auf Zug und Druck beansprucht werden. Dieser Einfluß läßt sich, wie ich bereits vor Jahren¹ gezeigt habe, ebenfalls berücksichtigen, desgleichen jener durch Schubformänderungen, der aber recht gering zu sein pflegt.

¹ Siehe Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure (1922) S. 667 und (1923) S. 237; Berechnung der Schwingungserscheinungen an Turbodynamos. Ferner ZdvDI (1956) S. 261: Ein genaueres Verfahren zum Berechnen der Biegeschwingungen portalartiger Bauten.

Abb. 6 f stellt den Fall eines durchlaufenden fünffach frei gelagerten symmetrischen Trägers dar. Seine Bestimmungsgleichung lautet:

$$\frac{\cot \alpha_1 l_1 - \coth \alpha_1 l_1}{\cot \alpha_2 l_2 - \coth \alpha_2 l_2} + \frac{\alpha_1 E_1 J_1}{\alpha_2 E_2 J_2} = 0. \quad (VI)$$

Sie ist dieselbe wie Gl. (I).

Falls der an fünf Stellen gelagerte Träger bei den beiden äußeren Auflagern fest eingespannt ist — Abb. 6 g —, findet sich als Bestimmungsgleichung:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha_1 E_1 J_1}{\alpha_2 E_2 J_2} \cdot \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1} \cdot (\cot \alpha_2 l_2 - \coth \alpha_2 l_2) - 1 = 0. \quad (VII)$$

Für den Fall, daß die vier Trägerstücke gleich ausgeführt sind, entsteht hier die Bestimmungsgleichung (VIII), d. h. jene des einseitig eingespannten und am anderen Ende frei gelagerten Trägers

$$\tan \alpha l - \tanh \alpha l = 0. \quad (VIII)$$

Wir gehen jetzt zu Fällen von erhöhter praktischer Bedeutung über, nämlich zu Decken oder Trägern, die außer an ihren Enden auch dazwischen durch Säulen unterstützt sind, also auch auf Decken, welche außer durch Längswände auch durch eine oder mehr Säulenreihen getragen werden.

Für den Fall eines an beiden Enden eingespannten, in der Mitte durch eine Säule unterstützten Trägers nach Abb. 7 a ergibt sich als Bestimmungsgleichung:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha_2 E_2 J_2}{\alpha_1 E_1 J_1} \cdot \frac{\sin \alpha_2 l_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2 - \cos \alpha_2 l_2 \cdot \sinh \alpha_2 l_2}{1 - \cos \alpha_2 l_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2} - \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1} = 0. \quad (IX)$$

Für den Fall eines an beiden Enden frei aufliegenden, dazwischen an zwei Stellen durch Säulen gestützten symmetrischen Trägers mit verschiedenen Querschnittsabmessungen nach Abb. 7 b lautet die Bestimmungsgleichung:

$$2 \cdot \frac{\alpha_1 E_1 J_1}{\cot \alpha_1 l_1 - \coth \alpha_1 l_1} + 2 \cdot \frac{\alpha_2 E_2 J_2}{\tan \alpha_2 l_2 + \tanh \alpha_2 l_2} + \alpha_3 E_3 J_3 \cdot \frac{\sin \alpha_3 l_3 \cdot \cosh \alpha_3 l_3 - \cos \alpha_3 l_3 \cdot \sinh \alpha_3 l_3}{1 - \cos \alpha_3 l_3 \cdot \cosh \alpha_3 l_3} = 0. \quad (X)$$

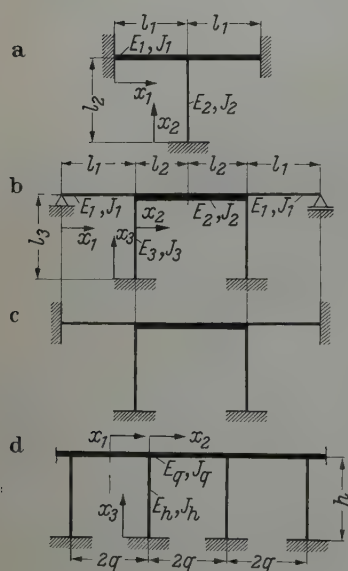


Abb. 7. 7a: An beiden Enden fest eingespannter Träger mit Stützsäule in der Mitte; 7b: an beiden Enden frei aufliegender symmetrischer Träger mit zwei Stützsäulen dazwischen. Längen, E-Modul, Gewichte und Trägheitsmomente sind für die Trägerteile und die Säulen verschieden; 7c: Träger nach Abb. 7b, aber an beiden Enden fest eingespannt; 7d: Decke durch unendlich viele Stützsäulenreihen getragen.

schiedenen Querschnitten nach Abb. 7 c erhält man als Bestimmungsgleichung:

$$\alpha_1 E_1 J_1 \cdot \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1} + 2 \cdot \frac{\alpha_2 E_2 J_2}{\tan \alpha_2 l_2 + \tanh \alpha_2 l_2} + \alpha_3 E_3 J_3 \cdot \frac{\sin \alpha_3 l_3 \cdot \cosh \alpha_3 l_3 - \cos \alpha_3 l_3 \cdot \sinh \alpha_3 l_3}{1 - \cos \alpha_3 l_3 \cdot \cosh \alpha_3 l_3} = 0. \quad (X)$$

Diese Fälle nach den Abb. 7 a—c beziehen sich bereits auf die praktisch wichtigeren Fälle von Decken länglicher Form, die durch eine bzw. zwei Säulenreihen unterstützt sind. Es ist naheliegend, daß hier die Bestimmungsgleichung etwas umfangreicher werden, obwohl hierbei schon vor dem Einfluß der Zug-Druck-Elastizität der Säulen abgesehen wurde.

Der Fall, daß eine Decke durch unendlich viele gleiche Säulenreihen in gleichen Abständen unterstützt ist — Abb. 7 d —, liefert die Bestimmungsgleichung:

$$4 \cdot \frac{E_q J_q \alpha_q}{E_h J_h \alpha_h} \cdot \frac{1}{\tan \alpha_q q + \tanh \alpha_q q} - \frac{\sin \alpha_h h \cdot \cosh \alpha_h h - \cos \alpha_h h \cdot \sinh \alpha_h h}{1 - \cos \alpha_h h \cdot \cosh \alpha_h h} = 0. \quad (XI)$$

Es ist jetzt von Interesse, die Formeln (V) (einfach Portal), (IX), (X), (XI), (XII) für den einfachen Fall, daß $E_1 = E_2 = E_3$, $J_1 = J_2 = J_3$ und $l_1 = l_2 = l_3$ ist, in bezug auf die Werte α_1 zu vergleichen (siehe die folgende Tabelle).

Statt αl bringen wir den Wert $2\alpha l$, weil wir bei l_2 bzw. q den halben Abstand in die Rechnungen eingesetzt haben. Der Wert $(2\alpha l)^2$ ist unmittelbar ein Maß für die Höhe der Eigenschwingungszahlen I. Grades. Man kann so die Werte sofort mit jenen vergleichen, welche sich a) bei beiderseitiger freier Auflagerung eines nur an seinen beiden Enden unterstützten Trägers und b) bei einem an beiden Enden fest eingespannten Träger ergeben.

Tabelle

Fall	$2\alpha l$	$(2\alpha l)^2$	
a	3,14	9,86	frei aufliegender Träger
b	4,73	22,3	beiderseits fest eingespannter Träger
V	3,36	11,2	Portal mit Querriegel und 2 Stützen
IX	3,93	15,43	beiderseits eingespannter Träger mit einer Säule
X	3,622	13,1	Träger beiderseits frei aufliegend, dazwischen durch 2 Säulen unterstützt
XI	4,286	18,44	Träger beiderseits fest eingespannt und dazwischen durch 2 Säulen unterstützt
XII	3,8	14,52	Decke mit unendlich vielen Säulenreihen in gleichen Abständen

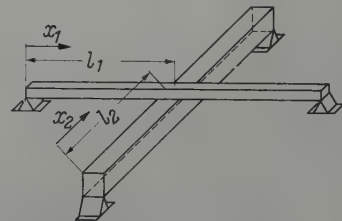


Abb. 8. Zwei sich kreuzende, in der Mitte miteinander verbunden an beiden Enden frei aufliegende Balken.

Man erkennt, daß die Werte für die Fälle (V) und (XI) und auch die für die Fälle (X) und (IX) bedeutend näher beieinanderliegen als die Werte für den beiderseits frei aufliegenden und den beiderseits fest eingespannten Träger (Fall a und b) oder gar für die allseits frei aufliegende und die am Rand fest eingespannte kreisförmige homogene Platte.

Wir untersuchen noch das gelenkig gelagerte Trägerkreuz, das als einfachstes Schema für eine Decke mit Unter

Für den Fall eines an beiden Enden fest eingespannten, dazwischen an zwei Stellen durch Säulen unterstützten symmetrischen Trägers mit ver-

zug angesehen werden kann (Abb. 8). Die Bestimmungsgleichung lautet hier:

$$\frac{\alpha_2^3 E_2 J_2}{\alpha_1^3 E_1 J_1} (\tan \alpha_1 l_1 - \tanh \alpha_1 l_1) + \tan \alpha_2 l_2 - \tanh \alpha_2 l_2 = 0. \quad (\text{XIII})$$

Sind dagegen beide Balken an beiden Enden fest eingespannt, so ergibt sich als Bestimmungsgleichung:

$$\frac{\alpha_2^3 E_2 J_2}{\alpha_1^3 E_1 J_1} \cdot \frac{\sin \alpha_2 l_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2 - \cos \alpha_2 l_2 \cdot \sinh \alpha_2 l_2}{1 - \cos \alpha_2 l_2 \cdot \cosh \alpha_2 l_2} - \frac{\sin \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1 + \cos \alpha_1 l_1 \cdot \sinh \alpha_1 l_1}{1 - \cos \alpha_1 l_1 \cdot \cosh \alpha_1 l_1} = 0. \quad (\text{XIV})$$

Auch für den Fall statt eines Unterzuges in der Mitte von zwei Unterzügen zu beiden Seiten der Mitte lassen sich entsprechende Bestimmungsgleichungen entwickeln. Auf diese Weise läßt sich allgemein ermitteln, wieviel solche Längsunterzüge die Biegeeigenschwingungszahlen einer Decke zu erhöhen vermögen.

Schließlich bringen wir noch den Fall eines länglichen Gebäudes, das zwei Decken übereinander besitzt, welche beide durch Längswände oder Säulenreihen getragen werden (Abb. 9). Die Querwände an beiden Enden können aus bereits angeführten Gründen in Annäherung unberücksichtigt bleiben. Es ist naheliegend, daß hier die Beziehungen bereits etwas verwickelter werden. Es gelten 16 Bedingungen für die Ermittlung der 16 Unbekannten A_1 — A_4 , B_1 — B_4 , C_1 — C_4 und D_1 — D_4 . Sie resultieren wieder neben den eigentlichen Randbedingungen aus den für Durchbiegungen, Neigungswinkel und Biegemomente zu erfüllenden Übergangsbedingungen.

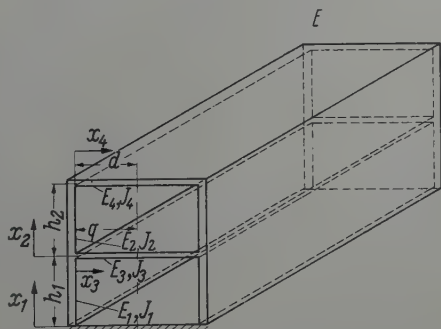


Abb. 9. Gebäude länglicher Form, bestehend aus zwei Decken, aber ohne Querwände.

Es entsteht schließlich mit den Abkürzungen

$$F = \frac{\alpha_2 E_4 J_4}{2 \alpha_4 E_2 J_2} (\tan \alpha_4 d + \tanh \alpha_4 d),$$

$$G = \frac{2 F \cdot \sin \alpha_2 h_2 \cdot \cosh \alpha_2 h_2 - 1 - \sin \alpha_2 h_2 \cdot \sinh \alpha_2 h_2 + \cos \alpha_2 h_2 \cdot \cosh \alpha_2 h_2}{-F \cdot \cos \alpha_2 h_2 \cdot \sinh \alpha_2 h_2 - 1 + \sin \alpha_2 h_2 \cdot \sinh \alpha_2 h_2 + \cos \alpha_2 h_2 \cdot \cosh \alpha_2 h_2},$$

$$H = -\frac{2 \alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{1 - \cos \alpha_1 h_1 \cdot \cosh \alpha_1 h_1}{(\sin \alpha_1 h_1 - \sinh \alpha_1 h_1)(1 + G)},$$

die Eigenwertgleichung

$$\alpha_1^2 \cdot \frac{\cos \alpha_1 h_1}{E_1 J_1} + \frac{2 \alpha_1 \alpha_3}{E_3 J_3} \cdot \frac{1 - \cos \alpha_1 h_1 \cdot \cosh \alpha_1 h_1}{\sin \alpha_1 h_1 - \sinh \alpha_1 h_1} \cdot \frac{1}{\tan \alpha_3 q + \tanh \alpha_3 q} - \frac{\alpha_2^2}{E_2 J_2} \cdot H \cdot \frac{\sin \alpha_2 h_2 + G \sinh \alpha_2 h_2}{\cos \alpha_2 h_2 - \cosh \alpha_2 h_2} = 0, \quad (\text{XV})$$

wobei wieder α_1 , α_2 , α_3 und α_4 durch die Bedingung zusammenhängen, daß sich für alle vier Äste h_1 , h_2 , q und d

die gleiche Eigenschwingungszahl ergeben muß:

$$\frac{\pi}{30} n_e = \alpha_1^2 \cdot \sqrt{\frac{E_1 J_1 l_1 g}{G_1}} = \alpha_2^2 \sqrt{\frac{E_2 J_2 l_2 g}{G_2}} = \alpha_3^2 \sqrt{\frac{E_3 J_3 l_3 g}{G_3}} = \alpha_4^2 \sqrt{\frac{E_4 J_4 l_4 g}{G_4}}.$$

Man kann mit dieser Bestimmungsgleichung auch feststellen, welchen Einfluß eine über oder unter einer anderen Decke befindliche zweite Decke auf die erste Decke in bezug auf die Eigenschwingungszahlen ausübt. Es ist auf keinen Fall so, daß man eine Decke nur für sich zu betrachten braucht und den Einfluß von Wänden, Säulen und anderen Decken unberücksichtigt lassen kann.

Ermittelt man für eine solche Anlage mit zwei Decken für den Sonderfall $E_1 = E_2 = E_3 = E_4$, $J_1 = J_2 = J_3 = J_4$ und $h_1 = h_2 = q = d$ den Wert $2 \alpha_q \cdot q$ und damit die Eigenschwingungszahlen, so findet sich als niedrigster Wert $2 \alpha_q q = 3,16$ und für $(2 \alpha_q q)^2 = 10,0$. Vergleichen wir diesen Sonderfall mit der Anordnung nach (V) — Portal 1 —, also ohne die obere Decke und die zugehörigen aufgehenden Mauern, für die sich bei $h = q$ $2 \alpha q = 3,36$ ergab, so zeigt sich, daß der Einfluß der oberen Decke bei der (ersten) Eigenschwingungszahl noch etwa 9,8 % beträgt.

Durch die bisher geschilderten Beispiele wurde gezeigt, daß man für eine ganze Reihe verschiedenartiger praktisch wichtiger Fälle die Berechnung der Lotrechteigenschwingungszahlen auf eine wirklich exakte Grundlage stellen kann und sich nicht auf primitive, dem wirklichen Verhalten nicht entsprechende Annahmen wie frei aufliegend oder fest eingespannt zu beschränken braucht. Das Berechnungsverfahren läßt sich auch für andere Fälle, z. B. mit drei Decken und mehreren Decken mit Säulenreihen anwenden. Besonders ist noch hervorzuheben, daß sich damit nicht nur jeweils die niedrigste Eigenschwingungszahl, sondern auch die höheren Grades ermitteln lassen.

Die Elastizität des Untergrundes ist bei den vorstehenden Untersuchungen nicht berücksichtigt worden, weil viele Meßergebnisse gezeigt haben, daß bei gut fundierten Bauwerken dieselbe auf die Lotrechteigenschwingungszahlen keinen offenkundigen Einfluß hat. Bei ausnehmend schlechtem Baugrund sollte man allerdings dessen Elastizität mitberücksichtigen.

Noch ein Wort über den Elastizitätsmodul! Es wäre sehr erwünscht, wenn sowohl für die verschiedenen Betonsorten, die im Stahlbetonbau verwendet werden, wie auch für Mauern aus verschiedenen Ziegeln oder Natursteinen möglichst exakte Werte vorhanden wären. Zur Zeit muß man sich mit den bisher vorhandenen Unterlagen und namentlich mit den Erfahrungen und vielen Messungen an Großbauten begnügen. Glücklicherweise sind Unsicherheiten im E-Modul in geringem Ausmaß nicht sehr schlimm. Angenommen, der E-Modul eines bestimmten Stahlbetons sei $320\,000 \text{ kg/cm}^2$ und der Berechnung sind nur $300\,000 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde gelegt, so ist der Fehler in der Eigenschwingungszahl nur etwas über 3 %.

Ein weiterer Punkt ist die sogenannte Eckensteifigkeit. Hierüber sind in der Literatur² bereits Angaben vorhanden. Dasselbe gilt für den Einfluß von Abschrägungen, sogenannten Vouten.

Durchbrechungen größeren Ausmaßes in Decken z. B. für Luftkanäle oder Durchbrechungen in Wänden in Form von Fenstern sind sowohl im Gewicht als auch im äqu. Trägheitsmoment zu berücksichtigen.

² Siehe u. a. Festschrift Wayss und Freytag 1925, Verlag Stuttgart: Ehlers, Die Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten.

Im Boden eingespannte zweistielige Rechteckrahmen

Von Dipl.-Ing. Wilhelm Bültmann, Hamburg-Wellingsbüttel

DK 624.072.33 : 624.15

Für den Fall horizontaler Riegelbelastung werden unter Ausnützung der Antimetrie-Eigenschaften die Rahmenschnittlasten unter Berücksichtigung angenommener Spannungsverteilungen im Bodenbereich ermittelt. Die Schriftleitung.

1. Allgemeines

Es sollen hier zweistielige Rechteckrahmen (mit vollwandigen oder fachwerkartigen Riegeln) untersucht werden, die durch horizontale Lasten belastet werden.

Diese Rahmen werden verwendet für die Tiefgründungen von Freileitungsmasten, für die Stützjoche von Brücken, für Pfahlgründungen und auch für Rahmendalben.

Die Stiele solcher Rahmen sind im Erdboden eingespannt. Die Standsicherheit wird durch den passiven Erddruck des Bodens erzielt.

Die Aufnahme der Vertikallasten im Erdboden durch Mantelreibung usw. wird hier nicht weiter verfolgt.

2. Der passive Erddruck

Der passive Erddruck auf die Rahmenstiele wird hier nach Blum [1, 2, 3] angesetzt.

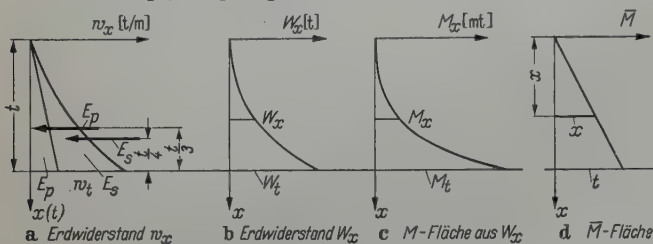


Abb. 1. Erddruck vor Stielen.

Die Pfahlbreite ist b . Die Rammtiefe wird mit t bezeichnet. Dann ist der vor dem Stiel erzeugbare resultierende Erddruck bei Sandboden nach Abb. 1a

$$w_x = \lambda \cdot b \cdot x + \frac{\lambda \cdot x^2}{2} \quad (1)$$

und

$$w_t = \lambda \cdot b \cdot t + \frac{\lambda \cdot t^2}{2} = \frac{\lambda \cdot t}{2} (2b + t) \quad (2)$$

Die summierten Erddruckstände sind allgemein

$$W_x = \frac{\lambda \cdot b \cdot x^2}{2} + \frac{\lambda \cdot x^3}{6} = \frac{\lambda \cdot x^2}{6} (3b + x) \quad (3)$$

und für die Rammtiefe t

$$W_t = E_p + E_s = \frac{\lambda \cdot b \cdot t^2}{2} + \frac{\lambda \cdot t^3}{6} = \frac{\lambda \cdot t^2}{6} (3b + t) \quad (4)$$

Die Werte der Gl. (3) und (4) sind in Abb. 1b eingetragen worden. Es ist $\lambda = \gamma \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ der Erddruckskoeffizient in t/m^3 . Mit den Abständen der Erddruckresultierenden von $t/3$ für E_p und $t/4$ für E_s von der Tiefe t aus beträgt das Moment für die Rammtiefe t

$$M_t = \frac{\lambda \cdot b \cdot t^3}{6} + \frac{\lambda \cdot t^4}{24} = \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b + t) \quad (5)$$

Allgemein ist für die Tiefe x

$$M_x = \frac{\lambda \cdot x^3}{24} (4b + x) \quad (6)$$

Die Momentenfläche ist in Abb. 1c dargestellt worden. Für die späteren Ermittlungen wird noch der Inhalt der Momentenfläche benötigt.

Es ist:

$$\delta = \int_0^t \left(\frac{\lambda \cdot b \cdot x^3}{6} + \frac{\lambda \cdot x^4}{24} \right) dx, \quad (7)$$

$$\delta = \frac{\lambda \cdot b \cdot t^4}{24} + \frac{\lambda \cdot t^5}{120} = \frac{\lambda \cdot t^4}{120} (5b + t).$$

Weiterhin wird noch die Überlagerung der M_0 -Fläche nach Abb. 1c mit der M_t -Fläche nach Abb. 1d angeschrieben.

Es ist

$$\delta' = \int_0^t x \left(\frac{\lambda \cdot b \cdot x^3}{6} + \frac{\lambda \cdot x^4}{24} \right) dx,$$

$$\delta' = \frac{\lambda \cdot t^5}{720} (24b + 5t).$$

Mit diesen Werten lassen sich nun die zweistieligen Rechteckrahmen ohne weiteres berechnen.

3. Der zweistielige Rechteckrahmen mit einem Vollwandriegel, belastet mit einer horizontalen Einzellast

a) Allgemeines

Wir betrachten einen Rahmen der Höhe h und der Stützweite l , dessen Stiele bis zur Tiefe t gerammt sind. Die Querschnittswerte sind für den Riegel I_r und für die beiden Stiele I_h . Die entsprechenden Elastizitätszahlen sind E_r und E_h . Der Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungen sei vernachlässigbar klein. Für den Rahmen kann unter diesen Voraussetzungen Antimetrie der Belastungen angenommen werden.

In Abb. 2a wirkt der horizontale Einzellast H , die der Rieghöhe angreift, und dem horizontalen Lagerdruck C , der an den Stielen in der Rammtiefe t angreift, der passive Erddruck entgegen.

Es wird weiter vorausgesetzt, daß die Erddruckstände und die Kräfte C auf beiden Seiten gleich sind.

Unter diesen Voraussetzungen lassen sich sämtliche Schnittgrößen des Rahmens ohne weiteres anschreiben, da das Biegemoment des Riegels in dessen Mitte wegen der Symmetrie des Rahmens und der Antimetrie der Belastung zu Null wird.

Es werden sämtliche Schnittgrößen nur für die linke Rahmenhälfte angeschrieben. Für die rechte Rahmenhälfte sind die statischen Größen ohnehin gleich groß. Nur die Vorzeichen sind umzukehren.

a) Der Rahmen mit der Höhe h . Die vertikalen Lagerdrücke der Stiele sind unter Berücksichtigung von Gl. (4) und nach Abb. 2

$$V = \frac{H(h+t)}{1} - \frac{\lambda \cdot t^3}{12 \cdot 1} (4b + t) \quad (8)$$

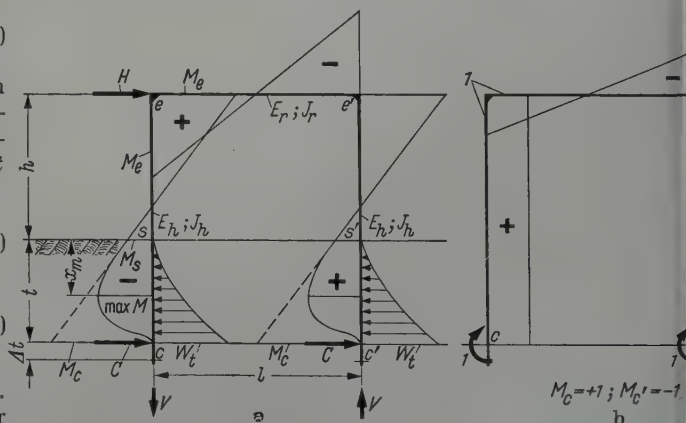


Abb. 2. Rechteckrahmen mit Vollwandriegel.

Weiter ist die horizontale Lagerkraft

$$C = W_t - \frac{H}{2} = \frac{\lambda \cdot t^2}{6} (3b + t) - \frac{H}{2} \quad (9)$$

Natürlich muß für die Aufnahme dieser Lagerkraft der Stiel über t hinaus um Δt verlängert werden.

Die Größe von Δt läßt sich jeweils aus Gl. (2) zu

$$\Delta t = \frac{C}{w_t} \quad (11)$$

genau genug ermitteln, worüber bei den Zahlenbeispielen noch weiter berichtet wird.

Die Querkraft des Riegels ist identisch mit den vertikalen Lagerdrücken V.

Die Querkraft der Stiele ist über deren Höhe h

$$Q_{e,s} = \frac{H}{2} \quad (12)$$

und im Bereich der theoretischen Rammtiefe t ist

$$Q_t = \frac{H}{2} - \frac{\lambda \cdot x^2}{6} (3b + x). \quad (13)$$

Aus Gl. (13) läßt sich ermitteln, daß die Querkraft Null ist bei x_m , wobei x_m aus

$$x_m^3 + 3b x_m^2 - \frac{3H}{\lambda} = 0 \quad (14)$$

zu errechnen ist.

Aus der Gl. (9) können noch die Ekmomente der Stiele und des Riegels mit

$$M_e = \frac{V \cdot 1}{2} = \frac{H(h+t)}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t) \quad (15)$$

angeschrieben werden,

Am Eintritt des Stieles in den Erdboden ist, wie leicht einzusehen ist,

$$M_s = \frac{H \cdot t}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t). \quad (16)$$

Das größte Biegemoment des Stieles im Bereich des Erdbodens beträgt

$$\max M = \frac{H(t-x_m)}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t) + \frac{\lambda \cdot x_m^3}{24} (4b+x_m). \quad (17)$$

Es ist x_m aus Gl. (14) zu ermitteln.

Bei c ist das Biegemoment Null.

Für die weiteren Untersuchungen wird noch der Momentenwert

$$M_c = -\frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t)$$

angeschrieben. Dieser Wert ist auch in Abb. 2 eingetragen worden. Er entspricht dem der Gl. (5).

Es ließen sich also sämtliche statische Größen am statisch bestimmten System, also praktisch am Dreigelenkrechteckrahmen, ohne Herleitung derselben durch Ansetzung von Formänderungen anschreiben.

Je nach Rammtiefe t nimmt die Lagerkraft C unterschiedliche Werte an. Die Größen von C sind durch die Grenzen $C = 0$ und $C = \max C$ gekennzeichnet. Diese Grenzwerte sollen noch näher beschrieben werden.

β) Die Lagerkraft C ist Null. Es ist nicht schwer einzusehen, daß die kleinste Rammtiefe t , bei der gerade noch Gleichgewicht vorhanden ist, durch

$$t^3 + 3b t^2 - \frac{3H}{\lambda} = 0 \quad (18)$$

gegeben ist. Die Gl. (18) ließ sich sofort aus Gl. (10) anschreiben. Die Gl. (9) und (12) bis (17) können hier ohne Einschränkung weiter angewendet werden, was selbstverständlich ist.

γ) Die Lagerkraft C ist gleich $\max C$. Für den oberen Grenzwert von C ist noch die Rammtiefe t von Interesse, bei der $C = \max C$ wird.

Dieser Größtwert $\max C$ wird offenbar bei der Rammtiefe t erreicht, bei der die Winkelverdrehung φ_C des Stieles bei C Null wird.

Werden die Momentenflächen von Abb. 2a und 2b überlagert, dann ist

$$\varphi_C = \frac{h+t}{E_h \cdot I_h} \left[\frac{H(h+t)}{4} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t) \right] + \frac{\lambda \cdot t^4}{120 E I_h} (5b+t) + \frac{1}{6 E_r \cdot I_r} \left[\frac{H(h+t)}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t) \right].$$

Mit

$$c = \frac{1 \cdot E_h \cdot I_h}{h \cdot E_r \cdot I_r} \quad (19)$$

wird nach Umformung

$$t^5 + 1,25 \left[h \left(1 + \frac{c}{6} \right) + 3b \right] t^4 + 5bh \left(1 + \frac{c}{6} \right) t^3 - \frac{7,5 \cdot H}{\lambda} \cdot t^2 - \frac{15Hh}{\lambda} \left(1 + \frac{c}{6} \right) t - \frac{7,5Hh^2}{\lambda} \left(1 + \frac{c}{3} \right) = 0. \quad (20)$$

Aus Gl. (20) läßt sich die theoretische Rammtiefe t beispielsweise unter Verwendung des Horner'schen Schemas ohne weiteres ermitteln. Das soll in den folgenden Zahlenbeispielen näher beschrieben werden.

Für die Verlängerung des Stieles t über die theoretische Rammtiefe hinaus zur Aufnahme der unteren Lagerkraft C siehe Gl. (11). Für größere Rammtiefen erhält der Stiel dann unterhalb $t + \Delta t$ nur noch Spannungen aus Normalkräften. Biegemomente treten dort nicht mehr auf.

b) Der Rahmen mit der Höhe $h = 0$

α) Die Gleichungen der Schnittkräfte. Es werden noch die Gleichungen für $h = 0$ angeschrieben. Dieser Fall kommt sehr oft bei Tiefgründungen von Freileitungsfundamenten vor. Es sind

$$V = -\frac{H \cdot t}{1} + \frac{\lambda \cdot t^3}{12 \cdot 1} (4b+t), \quad (9a)$$

$$C = W_t - \frac{H}{2} = \frac{\lambda \cdot t^2}{6} (3b+t) - \frac{H}{2}, \quad (10a)$$

$$\Delta t = \frac{C}{w_t}, \quad (11a)$$

$$M_e = \frac{H \cdot t}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b+t). \quad (15a)$$

Das Größtmoment im Boden folgt wieder aus Gl. (17).

Für die untere Lagerkraft C werden wieder die entsprechenden Grenzwerte angegeben.

β) Die Lagerkraft $C = 0$. Die unter 3a β getroffenen Ableitungen sind auch hier gültig. Eine weitere Behandlung ist nicht erforderlich.

γ) Die Lagerkraft $C = \max C$. Da $h = 0$, muß hier jetzt

$$c = \frac{1 \cdot E_h \cdot I_h}{E_r \cdot I_r} \quad (19a)$$

geschrieben werden.

Die Gl. (20) geht jetzt über in

$$t^4 + 1,25 \left(3b + \frac{c}{6} \right) \cdot t^3 + \frac{5}{6} \cdot b \cdot c \cdot t^2 - \frac{7,5 \cdot H}{\lambda} \cdot t - \frac{2,5 \cdot H \cdot c}{\lambda} = 0. \quad (20a)$$

Ansonsten kann wie unter 3a verfahren werden.

4. Der zweistielige Rechteckrahmen mit einem Fachwerkriegel, belastet mit einer horizontalen Einzellast

a) Allgemeines

Der zu untersuchende Rechteckrahmen ist in Abb. 3 dargestellt worden. An Stelle der einfachen Auskreuzung, die hier vorgesehen ist, kann auch jeder andere Fachwerkriegel treten. Die sonstigen zu treffenden Überlegungen sind gleich denen von 3a, die hier nicht wiederholt werden sollen.

α) Der Rechteckrahmen mit der Höhe h . Die Formänderungen der Stabkräfte sollen hier vernachlässigt werden.

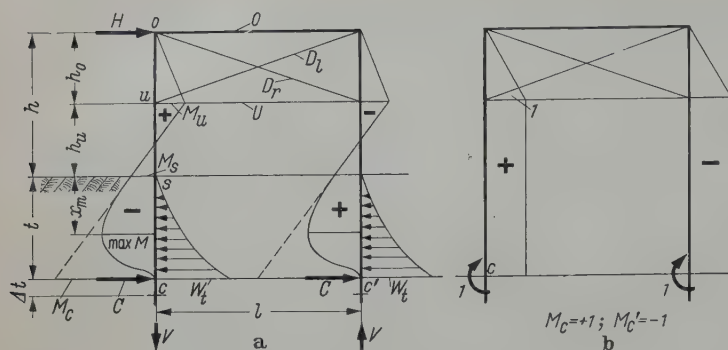


Abb. 3. Rechteckrahmen mit Fachwerkriegel.

Weiterhin wird vorausgesetzt, daß alle Stäbe auch drucksteif sind. Unter diesen Voraussetzungen behalten die Gl. (9), (10), (11), (13), (14), (16) und (17) unbeschränkte Gültigkeit. Es ist das Biegemoment des Stieles bei u , das sich aus Gl. (15) sofort anschreiben läßt,

$$M_u = \frac{H \cdot (h_u + t)}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b + t). \quad (21)$$

Die Querkraft des Stieles betragen über h_0 , also von $o-u$,

$$Q_{o,u} = -\frac{H \cdot (h_u + t)}{2 \cdot h_o} + \frac{\lambda \cdot t^3}{24 \cdot h_o} (4b + t) \quad (22)$$

und über h_u , also von $u-s$, wieder

$$Q_{u,s} = \frac{H}{2}. \quad (13)$$

Mit diesen Werten lassen sich die Stabkräfte der Auskragung sofort anschreiben. Es ist

$$O = -\frac{H}{2}, \quad (23)$$

$$D_r = -D_l = +\left(\frac{H}{2} + Q_{o,u}\right) \cdot \frac{d}{1}, \quad (24)$$

wobei d die Diagonalenlänge bedeutet.

Der Untergurtstab ist hier spannungslos, also $U = 0$. Ein weiterer Nachweis ist nicht erforderlich.

β) Die Lagerkraft $C = 0$. Es gilt hier die unter dem Abschnitt 3aß angegebene Gl. (18) ohne jede Einschränkung.

γ) Die Lagerkraft $C = \max C$. Da der Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungen vernachlässigt werden soll, kann die Winkelverdrehung φ_c des Stieles bei c aus der Überlagerung der Momentenflächen von Abb. 3a und 3b ermittelt werden.

Es ist

$$\begin{aligned} \varphi_c = & \frac{H_u + t}{E_h \cdot I_h} \left[\frac{H(h_u + t)}{4} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b + t) \right] + \\ & + \frac{\lambda \cdot t^4}{120 \cdot E_h \cdot I_h} (5b + t) + \frac{h_o}{3 \cdot E_h \cdot I_h} \\ & \left[\frac{H(h_u + t)}{2} - \frac{\lambda \cdot t^3}{24} (4b + t) \right] = 0. \end{aligned}$$

Aus dieser Gleichung wird nach Umformung

$$\begin{aligned} t^5 + 1,25 \left(3b + h_u + \frac{h_o}{3} \right) \cdot t^4 + 5b \left(h_u + \frac{h_o}{3} \right) \cdot t^3 - 7,5 \cdot \frac{H}{\lambda} \cdot t^2 \\ - \frac{5 \cdot H}{\lambda} (3h_u + h_o) \cdot t^3 - \frac{5 \cdot H \cdot h_u}{\lambda} (1,5h_u + h_o) = 0 \end{aligned} \quad (25)$$

die Bestimmungsgleichung für die theoretische Rammtiefe t .

Zur Veranschaulichung der obigen Ableitungen und Gleichungen sollen zwei Zahlenbeispiele durchgerechnet werden. Eingehende Erläuterungen sind für diese Zahlenbeispiele nicht mehr erforderlich.

5. Zahlenbeispiel für den Rahmen mit Vollwandriegel

Es soll hier $h = 10,00$ m, $l = 6,00$ m, $I_r = I_h = b = 0,45$ m und $\lambda = 5,00$ t/m³ gesetzt werden.

a) Die Lagerkraft $C = 0$ bei $H = 10,0$ t
Nach Gl. (18) ist mit

$$\frac{H}{\lambda} = \frac{10,00}{5,00} = 2, \\ t^3 + 1,35 \cdot t^2 - 6 = 0,$$

1	+ 1,35	0	- 6
	+ 1,5	+ 4,275	+ 6,41
1	+ 2,85	+ 4,275	+ 0,41
	+ 1,5	+ 6,525	
1	+ 4,35	+ 10,800	

$$t = 1,5 - \frac{0,41}{10,80} = 1,46 \text{ m.}$$

Die kleinste noch zulässige Rammtiefe beträgt bei der Belastung von $H = 10,00$ t also 1,46 m. Allerdings ist dabei die Sicherheit auch nur $\nu = 1,00$.

Aus Gl. (9) errechnet sich nun sofort

$$\begin{aligned} V = & -\frac{10,00 \cdot (10,00 + 1,46)}{6,00} + \frac{5 \cdot 1,46^3}{12 \cdot 6,00} (4 \cdot 0,45 + 1,46) \\ V = & -19,10 + 0,70 = -18,40 \text{ t.} \end{aligned}$$

Aus Gl. (15) wird $M_e = +18,40 \cdot 3,00 = +55,20$ mt und aus Gl. (16) wird

$$\begin{aligned} M_s = & \frac{10,00 \cdot 1,46}{2} - \frac{5 \cdot 1,46^3}{24} (4 \cdot 0,45 + 1,46), \\ M_s = & 7,30 - 2,11 = +5,19 \text{ mt,} \\ M_c = & 0. \end{aligned}$$

b) Die Lagerkraft $C = 0$ bei $H = 20,0$ t

Die erforderliche Rammtiefe folgt jetzt aus Gl. (18) schließlich zu

$$t = 1,92 \text{ m.}$$

Weiter sind

$$\begin{aligned} V = & -\frac{20,00 \cdot (10,00 + 1,92)}{6,00} + \frac{5 \cdot 1,92^3}{12 \cdot 6,00} (4 \cdot 0,45 + 1,92), \\ V = & -39,73 + 1,83 = -37,90 \text{ t,} \\ M_e = & +37,90 \cdot 3,00 = +113,70 \text{ mt,} \\ M_s = & +\frac{20,00 \cdot 1,92}{2} - \frac{5 \cdot 1,92^3}{24} (4 \cdot 0,45 + 1,92), \\ M_s = & +19,20 - 5,49 = +13,71 \text{ mt} = (113,70 - 10,00 \cdot 10,00), \\ M_c = & 0. \end{aligned}$$

War $M_e = 55,20$ mt infolge $H = 10,00$ t, das hier die Gebrauchslast ausmachen soll, und ist jetzt $M_e = 113,70$ mt aus $H = 20,00$ t, das gleich der erforderlichen Traglast sein soll, dann ist das Verhältnis

$$\mu = \frac{113,70}{55,20} = 2,06.$$

Wegen der Änderung der Rammtiefe bei zunehmender Belastung wachsen die Momente also schneller an. Es ist, wenn eine Sicherheit von $\nu = 2,00$ vorgeschrieben ist, der Rahmen für ein Eckmoment

$$M_e = \frac{113,70}{2,00} = 56,85 \text{ mt}$$

zu bemessen. Wegen der Systemänderung beim Überschreiten der Gebrauchslast ist der Rechteckrahmen auch für die Traglast zu untersuchen.

c) Die Lagerkraft $C = \max C$ bei $H = 10,00$ t

Es soll jetzt im vorigen Beispiel der Grenzzustand untersucht werden, wenn die Lagerkraft $C = \max C$ wird.

Aus Gl. (20) wird mit

$$c = \frac{6,00 \cdot 1}{10,00 \cdot 1} = 0,6,$$

aus Gl. (19) schließlich

$$t^5 + 15,44 \cdot t^4 + 24,75 \cdot t^3 - 15,00 \cdot t^2 - 330,00 \cdot t - 1800,00 = 0,$$

voraus

$$t = 3,28 \text{ m}$$

folgt.

Aus Gl. (9) wird

$$V = - \frac{10,00(10,00 + 3,28)}{6,00} + \frac{5 \cdot 3,28^3}{12 \cdot 6,00} (4 \cdot 0,45 + 3,28) = -9,65 \text{ t},$$

$$M_e = +9,65 \cdot 3,00 = +28,95 \text{ mt}.$$

Aus Gl. (10) wird

$$C = \frac{5,00 \cdot 3,28^2}{6} (3 \cdot 0,45 + 3,28) - 5,00 = 36,5 \text{ t},$$

$$w_t = \frac{5,00 \cdot 3,28}{2} (2 \cdot 0,45 + 3,28) = 34,28 \text{ t/m},$$

$$\Delta t = \frac{36,50}{34,28} = 1,06 \text{ m}.$$

Aus Gl. (16) ergibt sich das Moment am Erdbodenaustritt

$$M_s = \frac{10,00 \cdot 3,28}{2} - \frac{5 \cdot 3,28^3}{24} (4 \cdot 0,45 + 3,28) = -21,05 \text{ mt}.$$

Das Maximalmoment im Boden ergibt sich aus Gl. (17), wobei x_m aus Gl. (14) zu ermitteln ist. Man erhält aus

$$x_m^3 + 1,35 \cdot x_m^2 - 6,00 = 0,$$

schließlich $x_m = 1,46 \text{ m}$ und dann

$$\begin{aligned} \max M &= \frac{10,00 \cdot (3,23 - 1,46)}{2} - \frac{5 \cdot 3,28^3}{24} (4 \cdot 0,45 + 3,28) + \\ &+ \frac{5,00 \cdot 1,46^3}{24} (4 \cdot 0,45 + 1,46) = -26,24 \text{ mt}. \end{aligned}$$

d) Die Lagerkraft $C = \max C$ bei $H = 20,00 \text{ t}$

Es sollen die statischen Größen mit der Rammtiefe des vorigen Beispiels $t = 3,28 \text{ m}$ angeschrieben werden. Der Einfluß von Δt wird dabei vernachlässigt.

$$C = 41,50 - 10,00 = 31,50 \text{ t},$$

$$V = -44,26 + 12,48 = -31,78 \text{ t},$$

$$M_e = 31,78 \cdot 3,00 = +95,34 \text{ mt},$$

$$M_s = 32,80 - 37,45 = -4,65 \text{ mt},$$

$$x_m^3 + 1,35 \cdot x_m^2 - \frac{3 \cdot 20,00}{5,00} = 0,$$

daraus $x_m = 1,92 \text{ m}$ und

$$\max M = -18,36 \text{ mt}.$$

Die Verhältnisse der statischen Größen aus den Belastungen für $H = 20,00 \text{ t}$ und $H = 10,00 \text{ t}$ betragen

$$C: \mu = \frac{31,50}{36,50} = 0,86,$$

$$V: \mu = \frac{31,78}{9,65} = 3,29,$$

$$M_e: \mu = \frac{95,34}{28,95} = 3,29,$$

$$M_s: \mu = \frac{4,65}{21,05} = 0,22,$$

$$\max M: \mu = \frac{18,36}{26,24} = 0,70.$$

Ist $\nu = 2$ fache Sicherheit vorgeschrieben und ist der Stiel unter Vernachlässigung der Eckausbildung nach M_e zu bemessen, dann müßte in die Berechnung zur Bemessung

$$M_e = \frac{95,34}{2} = 47,67 \text{ mt}$$

eingeführt werden und nicht $M_e = 28,95 \text{ mt}$.

e) Die Lagerkraft $C = \max C$ bei $H = 20,00 \text{ t}$ mit Benutzung des zugehörigen Wertes t

Die Bestimmungsgleichung für t wird jetzt

$$t^5 + 15,44 \cdot t^4 + 24,75 \cdot t^3 - 30,00 \cdot t^2 - 660,00 \cdot t - 3600,00 = 0$$

mit der Lösung

$$t = 4,03 \text{ m}.$$

Es folgen weiter

$$V = -20,27 \text{ t},$$

$$M_e = 60,81 \text{ mt},$$

$$C = 62,81 \text{ t/m},$$

$$w_t = \frac{5,00 \cdot 4,03}{2} (2 \cdot 0,45 + 4,03) = 49,67 \text{ t/m},$$

$$\Delta t = \frac{62,81}{49,67} = 1,26 \text{ m},$$

$$M_s = 40,30 - 79,50 = -39,20 \text{ mt}.$$

Das größte Moment im Erdboden ist wieder bei $x_m = 1,92 \text{ m}$ und folgt zu

$$\max M = -52,91 \text{ mt}.$$

Die Verhältnisse der statischen Größen aus der Belastung $H = 20,00 \text{ t}$ und $H = 10,00 \text{ t}$ betragen jetzt:

$$C: \mu = \frac{62,81}{36,50} = 1,72,$$

$$V: \mu = \frac{20,27}{9,65} = 2,11,$$

$$M_e: \mu = \frac{60,81}{28,95} = 2,11,$$

$$M_s: \mu = \frac{39,20}{21,05} = 1,86,$$

$$\max M: \mu = \frac{52,91}{26,24} = 2,02.$$

Ist auch hier wieder $\nu = 2$ fache Sicherheit vorgeschrieben, dann müßte, wenn wieder die gleichen Voraussetzungen zutreffen sollen, wie am Schluß des vorigen Abschnittes beschrieben worden ist, für die Messung des Stieles

$$M_e = \frac{60,81}{2} = 30,40 \text{ mt}$$

eingeführt werden.

Auf jeden Fall muß der Rahmen sowohl für Gebrauchslasten als auch für Traglasten berechnet werden. Wäre nur für die Gebrauchslast von $H = 10,00 \text{ t}$ bemessen worden, dann würde die Spannungsüberschreitung hier 5 v. H. ausmachen.

6. Zahlenbeispiel für den Rahmen mit Fachwerkgiebel

Es wird im obigen Beispiel $h_o = 4,00 \text{ m}$ und $h_u = 6,00 \text{ m}$ gesetzt. Alle übrigen Werte bleiben beibehalten.

Es werden allerdings hier nur die Beispiele $C = \max C$ für $H = 10,00 \text{ t}$ und $H = 20,00 \text{ t}$ untersucht, da sie praktisch nur in Frage kommen.

a) Die Lagerkraft $C = \max C$ bei $H = 10,00 \text{ t}$

Die Rammtiefe wird aus Gl. (25) ermittelt. Es ergibt sich

$$t^5 + 10,85 \cdot t^4 + 16,50 \cdot t^3 - 15,00 \cdot t^2 - 220,00 \cdot t - 780,00 = 0,$$

mit der Lösung

$$t = 3,03 \text{ m}.$$

Dann werden

$$V = -12,38 \text{ t}, \quad M_u = +17,16 \text{ mt}, \quad M_s = -12,84 \text{ mt},$$

$$x_m = 1,46 \text{ m}, \quad \max M = -18,03 \text{ mt}, \quad C = 28,51 \text{ t},$$

$$w_t = 29,77 \text{ t/m}, \quad \Delta t = 0,96 \text{ m}.$$

b) Die Lagerkraft $C = \max C$ bei $H = 20,00 \text{ t}$

Nach dem Abschnitt 6a ist jetzt:

$$t^5 + 10,85 \cdot t^4 + 16,50 \cdot t^3 - 30,00 \cdot t^2 - 440,00 \cdot t - 1560,00 = 0$$

mit $t = 3,70 \text{ m}$. Daraus errechnet sich

$$V = -26,32 \text{ t}, \quad M_u = 38,96 \text{ mt}, \quad C = 47,61 \text{ t},$$

$$w_t = 42,55 \text{ t/m}, \quad \Delta t = 1,12 \text{ m}, \quad M_x = -21,04 \text{ mt}.$$

Das Moment im Boden ist mit $x_m = 1,92 \text{ m}$

$$\max M = -34,75 \text{ mt}.$$

etzt man:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\pi} \int_0^\pi \varepsilon dx &= G_1 & \frac{1}{\pi} \int_0^\pi x \varepsilon dx &= G_2 & \frac{1}{\pi} \int_0^\pi Y \varepsilon dx &= G_3 \\ \frac{1}{\pi} \int_0^\pi M_x^p \varepsilon dx &= R & \frac{1}{\pi} \int_0^\pi M \varepsilon dx &= T \end{aligned} \quad (7)$$

$M = -M_x^p + M_A + V_A X - H_A Y$ = Moment im ursprünglichen Bogen) und vernachlässigt die ε^2 -Glieder und auch ε in den Gliedern mit $(Y + \varepsilon)$, so kann Gl. (6) in folgender Form geschrieben werden:

$$\begin{aligned} M_A + \frac{\pi}{2} V_A - \frac{2 Y_m}{3} H_A &= G_1 H_A, \\ \frac{\pi}{2} M_A + \frac{\pi^2}{3} V_A - \frac{\pi Y_m}{3} H_A &= G_2 H_A, \\ \frac{2 Y_m}{3} M_A + \frac{\pi Y_m}{3} V_A - \frac{8 Y_m^2}{15} H_A &= \\ &= 2 G_3 H_A - G_1 M_A - G_2 V_A + R = G_3 H_A - T. \end{aligned} \quad (8)$$

Wir nehmen an, daß die Achsenänderung durch

$$\varepsilon(x) = a_1 \sin x + a_2 \sin 2x + \dots + a_n \sin nx \quad (9)$$

gegeben ist. Dann können G_1, G_2, G_3 als Funktionen von a_1 und Y_m leicht berechnet werden. Sind M_A, V_A, H_A bekannt, so kann man die Größen M_A, V_A, H_A — die Einflüsse infolge der Achsenänderung ε — nach Ausrechnen des Gliedes R oder T aus Gl. (8) ermitteln.

An einem Beispiel wollen wir sehen, wie eine Achsenänderung $\varepsilon = a_2 \sin 2x$ unter dem in Abb. 2 dargestellten Lastfall sich auswirken wird.

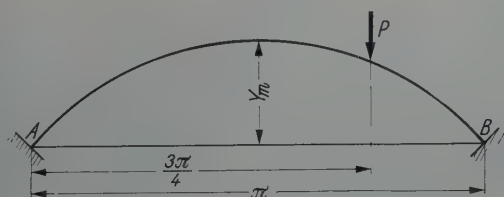


Abb. 2.

Um M_A, V_A, H_A zu erhalten, schreiben wir zunächst Gl. (2) um:

$$\begin{aligned} M_A + \frac{\pi}{2} V_A - \frac{2 Y_m}{3} H_A &= \frac{1}{\pi} \int_0^\pi M_x^p dx = A, \\ \frac{\pi}{2} M_A + \frac{\pi^2}{3} V_A - \frac{\pi Y_m}{3} H_A &= \frac{1}{\pi} \int_0^\pi M_x^p x dx = B, \\ \frac{2 Y_m}{3} M_A + \frac{\pi Y_m}{3} V_A - \frac{8 Y_m^2}{15} H_A &= \frac{1}{\pi} \int_0^\pi M_x^p Y dx = C. \end{aligned} \quad (10)$$

Die Lösung dieser Gleichung lautet:

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{3}{2\pi Y_m} [2 Y_m (3\pi A - 2B) - 5\pi C], \\ V_A &= -\frac{6}{\pi^2} (\pi A - 2B), \\ H_A &= \frac{15}{4 Y_m^2} (2 Y_m A - 3C). \end{aligned} \quad (11)$$

Mit diesem Ergebnis gelangen wir gleichzeitig zur Lösung der Gl. (8):

$$\begin{aligned} M_A'' &= \frac{3}{2\pi Y_m} \{2[(3\pi G_1 - 2G_2) Y_m - 5\pi G_3] H_A + \\ &+ 5\pi (G_1 M_A + G_2 V_A - R)\} = \\ &= \frac{3}{2\pi Y_m} \{[2(3\pi G_1 - 2G_2) Y_m - 5\pi G_3] H_A + 5T\}, \\ V_A'' &= -\frac{6}{\pi^2} (\pi G_1 - 2G_2) H_A, \\ H_A'' &= \frac{15}{4 Y_m^2} [2(Y_m G_1 - 3G_3) H_A + 3(G_1 M_A + G_2 V_A - R)] = \\ &= \frac{15}{4 Y_m^2} [(2 Y_m G_1 - 3G_3) H_A + 3T]. \end{aligned} \quad (12)$$

Mit

$$\begin{aligned} M_x^p &= 0, & (0 \leq x \leq \frac{3\pi}{4}), \\ M_x^p &= P \left(x - \frac{3\pi}{4}\right), & (\frac{3\pi}{4} \leq x \leq \pi) \end{aligned}$$

berechnen wir:

$$A = \frac{P\pi}{32}, \quad B = \frac{11P\pi^2}{12 \cdot 32}, \quad C = \frac{7Y_m P\pi}{24 \cdot 32}.$$

Diese Werte in Gl. (11) eingesetzt, ergibt sich:

$$M_A = \frac{21P\pi}{16 \cdot 32}, \quad V_A = \frac{5P}{32}, \quad H_A = \frac{135P\pi}{32 \cdot 32 Y_m}.$$

Ferner ist:

$$\begin{aligned} G_1 &= 0, & G_2 &= -\frac{a_2}{2}, & G_3 &= 0. \\ R &= -\frac{P a_2 (\pi - 2)}{8\pi}. \end{aligned}$$

Nach Einsetzen in Gl. (12) bekommen wir schließlich:

$$\begin{aligned} M_A'' &= \frac{3P a_2}{32 \cdot 32 \pi Y_m} (225\pi - 640), \\ V_A'' &= -\frac{3 \cdot 135P a_2}{16 \cdot 32 \pi Y_m}, \\ H_A'' &= -\frac{45P a_2}{8 \cdot 32 \pi Y_m^2} (16 - 3\pi). \end{aligned}$$

Die Verhältnisse zwischen diesen Einflüssen und den ursprünglichen Auflagerkräften sind:

$$\begin{aligned} \frac{M_A''}{M_A} &= \frac{a_2}{14\pi^2 Y_m} (225\pi - 640) = 1,17 \frac{a_2}{Y_m}, \\ \frac{V_A''}{V_A} &= -\frac{81 a_2}{16\pi Y_m} = -1,61 \frac{a_2}{Y_m}, \\ \frac{H_A''}{H_A} &= -\frac{4 a_2}{3\pi^2 Y_m} (16 - 3\pi) = -0,89 \frac{a_2}{Y_m}. \end{aligned}$$

Wir haben in unserem Beispiel M_A, V_A, H_A mittels der einfachen Theorie berechnet. Es ist jedoch denkbar, daß man Gl. (2) auch dann anwenden könnte, wenn die Lösung aus der Theorie zweiter Ordnung vorhanden wäre. Somit könnte außer der nach Theorie zweiter Ordnung berücksichtigten Achsenverformung eine zusätzliche Änderung der Bogenachse untersucht werden.

Schließlich sei betont, daß unsere Gl. (12) für Ermittlung der Größen M_A'', V_A'', H_A'' ihrer Herkunft nach im Hinblick auf die genauere Theorie keine exakte Gleichung ist; für endliche Werte von ε ist sie ja schon bei der Ableitung theoretisch anfechtbar. Sie kann demnach in der vorliegenden Form nur als eine Näherungsgleichung angesehen werden.

Kurze Technische Berichte

DK 624.92.012.46 : 726.5 (447) (047.6)

Die Basilika des hl. Pius X. in Lourdes

Dieses Bauwerk wurde unterirdisch angelegt und sein flach gewölbtes Dach, das nur wenig über das umliegende Gelände herausragt, wurde nachträglich mit Erde abgedeckt und bepflanzt.

Die Basilika sollte 20 000 Gläubigen Platz bieten, die sich um einen in der Mitte des Raumes befindlichen Altar scharen. Aus dieser Forderung ergab sich als Grundrißform der Kirche ein längliches Oval mit einer großen Achse von 201 m und einer kleinen Achse von 81 m Länge. Nach einem Vorschlag von Freyssinet wird das Dach der Basilika von einem System von 29 radial angeordneten Rahmenbindern aus Spannbeton getragen, die in der Untersicht eine Art von Fischgrätenmuster bilden (Abb. 1). Die

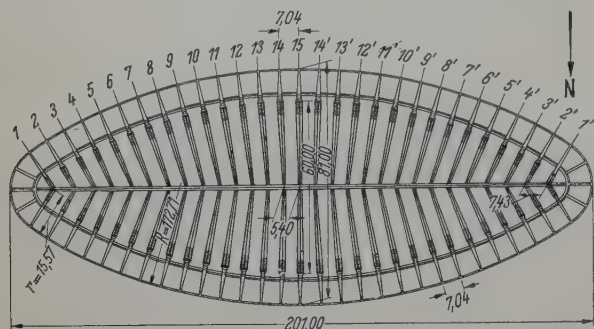


Abb. 1. Deckenuntersicht.

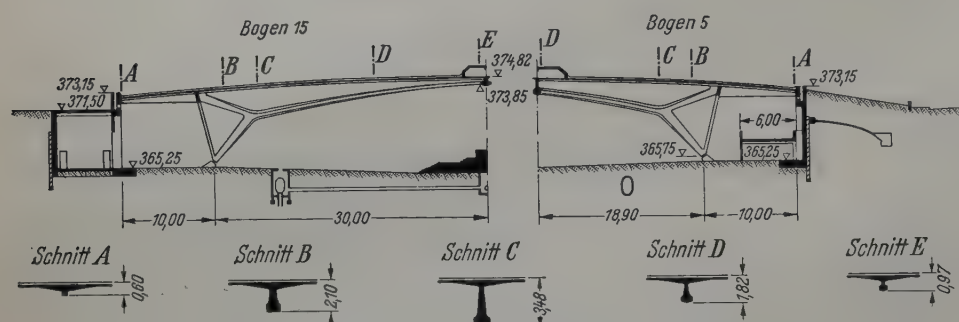


Abb. 2. Ansicht und Querschnitt der Rahmen 5 und 15.

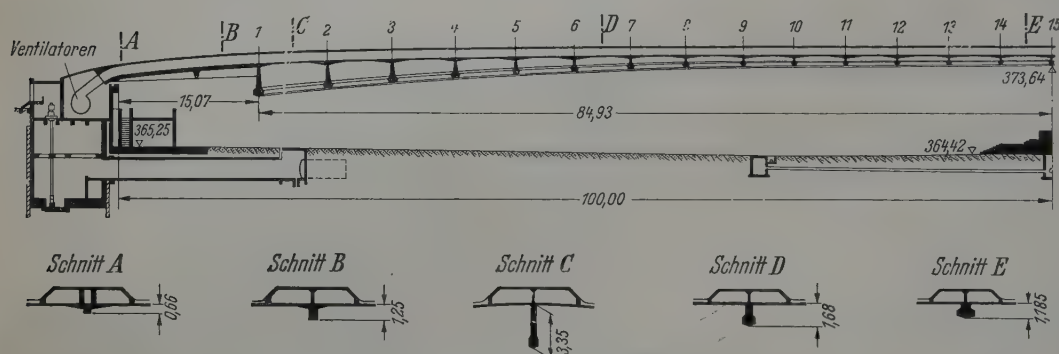


Abb. 3. Längsschnitt durch das Dach der Mittelrippe.



Abb. 4. Innenansicht.

einzelnen Rahmen sind im Scheitel durch eine Längsrippe miteinander verbunden. Diese hat die Aufgabe, die Tragkonstruktion des Daches in der Längsrichtung auszusteifen und insbesondere die in ihrer Ebene wirkenden Kräfte aufzunehmen, die den Scheitelpunkten der Binder infolge deren geknickter Grundrißform durch den Rahmensub hervorgerufen werden. Die Binder sind als Zweigelenrahmen entworfen, deren Stiele Druck- und Zugstreben aufgelöst sind. Durch das Hereintrücken der Stützen in den Kirchenraum wird von diesem ein äußeres ringsum laufender Wandelgang von 10 m Breite abgetrennt, der zu den Eingängen hinführt (Abb. 2). Hieraus und aus der Grundrißform der Kirche ergeben sich für die Binder freie Stützweiten von 60 m in der Mitte und rd. 10 m an den Enden der Halle. Die Binderriegel zeigen eine leicht gewölbte, gegen den Scheitel hin stark verjüngte Form. Sie setzen sich als schlank, Träger über die Auflagerpunkte nach außen fort bis zu den Umfassungswänden, auf denen sie unter Einschaltung von Neoprenplatten gelagert sind. Durch die weite Ausladung des Riegels über den Auflagerpunkt nach außen wird der Horizontalschub des Rahmens gegenüber demjenigen, der durch die Lasten der Mittelöffnung allein erzeugt würde, beträchtlich vermindert. Dies führt bei den Bindern an den Hallenenden sogar zu einer Änderung des Vorzeichens des Rahmenschubs.

Die Binderriegel, die über diese durchlaufende Dachplatte und die Zugstreben sind mit Spannbündeln aus St 125/140 (Bündel 12 $\varnothing$ 7 mm mit einer Spannkraft von 40 bis 45 t) vorgespannt.

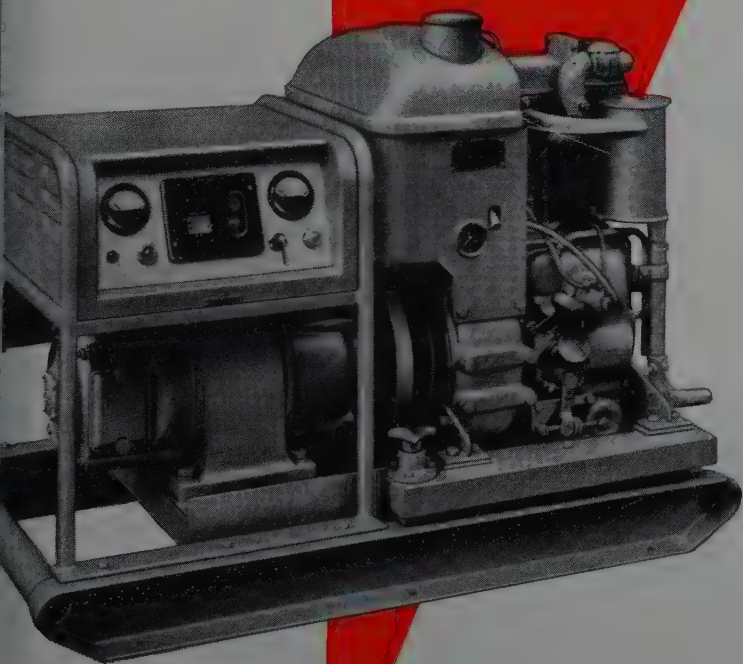
Das Traggerippe der Kirche ist ohne jede Dehnfuge ausgeführt. Die fugenlose Konstruktion war notwendig, weil die

Scheitellängsrippe in Verbindung mit der Dachplatte die durch die geknickte Grundrißform der Rahmen bedingten Seitenkräfte des Rahmenschubs aufzunehmen hat. Die beiderseits der Mittellinie gleich großen, aber entgegengesetzt gerichteten Kräfte erzeugen in der Platte eine natürliche Vorspannung, die sich der Vorspannung durch die Spannglieder überlagert. Auf diese Weise werden in der Längsrichtung beträchtliche Druckspannungen hervorgerufen, die den Temperatur- und Schwindspannungen des Daches entgegenwirken. Infolge der Abdeckung des Daches mit einer Rasendecke werden die Temperaturänderungen des Betons ohnehin stark abgeschwächt. Zum Schutz gegen Feuchtigkeit und das Eindringen von Pflanzenwurzeln ist das Dach mit einer Dichtungsschicht aus bewehrtem Bitumen mit einer gebetteten Aluminiumfolie versehen. Die im Scheitel über der Längsrippe auf das Dach aufgesetzten Kanäle dienen der Belüftung des Kircheninneren.

Das Bauwerk wurde für die Wirkung der ständigen Lasten des Traggerippes, der Erdauflast, der Vorspannung und des Schwindens (entsprechend einer Temperaturabnahme von 30° C) statisch untersucht. Entsprechend dem Herstellungsvorgang wurden drei Bauzustände unterschieden. Der Aufbau des Hallengerippes begann mit dem Betonieren der Mittelrippe und der Rahmen von der Mitte ausgehend zu den Enden der großen Achse. Hierbei wurde die Mittelrippe mit etwas Vor-



ELEKTROSÄTZE



Unabhängigkeit macht sich bezahlt ...

wenn irgendwo, weitab vom öffentlichen Stromnetz, gebaut wird: Ein Siemens-Elektrosatz liefert für wenig Geld die notwendige Energie zum Betrieb von Baumaschinen aller Art, z. B. Betonmischern und Kränen, und für die gesamte Baubeleuchtung.

Siemens-Elektrosätze:

Zuverlässig im Betrieb
Wirtschaftlich im Verbrauch
Vollwertiger Ersatz für fehlenden Netzanschluß

Unsere Fachingenieure beraten Sie gern.
Bitte wenden Sie sich
an unsere nächste Geschäftsstelle.

65/85

SIEMENS - SCHUCKERTWERKE AKTIENGESELLSCHAFT

SÄMTLICHE MASCHINEN FÜR ASBESTZEMENTANLAGEN

von der Stoffaufbereitung bis zur Prüfung der Fertigware.

Maschinen zur Naß- oder Trockenaufbereitung von Asbestzement / Asbestsilos. Ein- bis Dreisiebzyylinder - Plattenmaschinen / Plattenstraßen für ebene und gewellte Platten, kombiniert, automatisch oder halbautomatisch / Entstapelungsanlagen kombiniert mit Reinigungs- und Einölsstraße für ebene und gewellte Bleche, auch für automatischen Betrieb / Stanz- und Beschneidemaschinen sowie hydraulische Pressen / Rohrwickelmaschinen für Druckrohre bis 5 m Länge und bis 1000 mm lichte Weite / Rohr- und Muffendrehbänke

Rohr- und Trennschleifmaschinen / Rohr- und Muffenprüfpressen / Formierkalandern für glatte und Muffenrohre / Mandril - Ausziehmaschinen / Autoklaven für die Abbindung von Asbestzementplatten und Asbestzementrohren / sowie diverse Aggregate, Pumpen und Zubehör.

J.M.VOITH A.G.

ST. PÖLTEN — ÖSTERREICH

Postfach 168 / Telefon 2501 / Fernschreiber 01 510

INTERESSENTEN STELLEN WIR GERNE UNSERE SPEZIALPROSPEKTE ZUR VERFÜGUNG

Vor kurzem erschien:

Der durchlaufende Bogenträger auf elastischen Stützen mit und ohne Versteifungsträger

Von Dipl.-Ing. ETH WALTER STAMPF, Stockholm

Mit 206 Abbildungen und -2 Tafeln im Text. VIII, 196 Seiten Gr.-8°. 1960. Ganzleinen DM 37,50

INHALTSÜBERSICHT

Einleitung · Der durchlaufende Bogenträger auf elastischen Säulen: Grundlagen und Vorzeichenregeln. Die Festwerte der Bogen und Stützen. Einspannungsmomente M_1 und M_2 , sowie Horizontalschub H des Bogens. Momente und Querkraft der Säule. Belastungsglieder der Grundsysteme. Die Knotenpunktsgleichungen. Elastisch eingespannte Endfelder und Stützenfüße. Allgemeines Auflösungsverfahren der Knotenpunktsgleichungen für viele Öffnungen. Spezialfälle: Knotenpunktsgleichungen und Unbekannte. Innere Schnittkräfte in einer beliebigen Sektion F . Eigengewicht der Konstruktion. Die Einflußlinien · Der durchlaufende Bogenträger auf elastischen Stützen, mit oberliegendem Versteifungsträger: Grundlagen und Voraussetzungen. Grundsysteme der Bogen. Die Festwerte der Bogen. Kämpfermomente

M_A und M_B , Horizontalschub H_{A-B} des elastisch eingespannten Bogens. Die Knotenpunktsgleichungen. Die Einflußlinien. Temperaturänderungen und Schwinden des Betons. Bremskräfte in der Brückenlängsrichtung. Windkräfte quer zur Brücke · Verwandte Systeme und näherungsweise Berechnung: Verwandte Systeme. Näherungsweise Berechnung · Anhang: Ein Auflösungsverfahren der Knotenpunktsgleichungen mit Hilfe der Festhaltungsmomente: Übersicht. Auflösung der „Dreiverschiebungsgleichungen“ mit Hilfe der Übergangszahlen. Festhaltungsmomente der äußeren Belastung. Festhaltungsmomente für den Drehwinkel $\alpha_m = +1$. Bestimmungsgleichungen der Drehwinkel der Knotenpunkte und Berechnung der Horizontalverschiebungen · Tafel I und II · Schrifttumverzeichnis · Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

prung vor den Rahmenbindern ausgeführt. Demzufolge wurden zunächst die einzelnen, durch das Gerüst der mittleren Längsrippe zusätzlich gestützten Binder untersucht, wobei anstatt der ecknickten Grundrißform ebene Ersatzsysteme gewählt wurden. Nach Fertigstellung des gesamten Skeletts wurde die Mittelrippe ausgerüstet. Sie wirkt in diesem Zustand als durchlaufender Träger auf elastisch senkbaren Stützen. Die Beanspruchungen aus dieser Art von Trägerrostwirkung wurden durch ein Näherungsverfahren erfaßt. Schließlich wurde das Tragwerk für den Endzustand unter voller Last und unter Berücksichtigung des Schwindens untersucht.

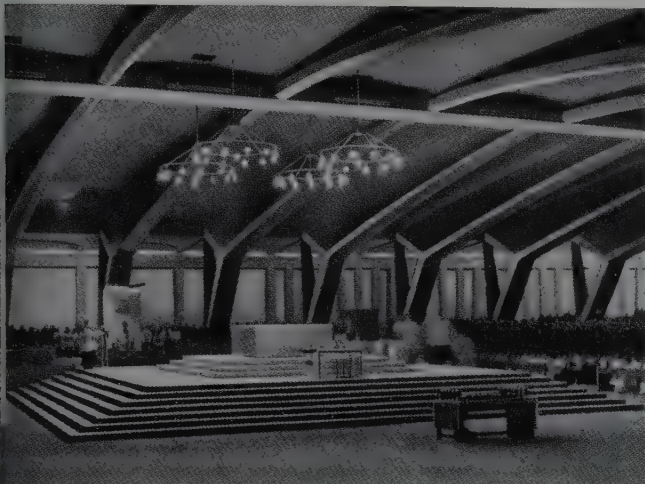


Abb. 5. Ausschnitt des Halleninnern.

Die Bauwerkslasten werden über Druckstreben auf Einzel- und Fundamente übertragen, die in einer Tiefe von 2 m unter dem Hallenboden auf den alluvialen Ablagerungen ruhen. Die Fundamentabmessungen sind so gewählt, daß die Bodenpressungen unter $3,5 \text{ kg/cm}^2$ bleiben. Die Fundamente der mittleren Rippen stützen sich über besondere Druckglieder gegen den Außendruck der Umfassungswände, so daß der Horizontalschub zum Teil durch den Erd- und Wasserdruck an der Außenseite der Wände aufgehoben wird. Soweit es wegen des hohen Erd- und Wasserdruckes erforderlich ist, sind die Wände zur Gewährleistung der Standsicherheit im Erdreich mit Spannbetonzugankern verankert. Abb. 4 und 5 zeigen zwei Innenansichten des Kirchenraumes. — [Nach J. Chaudesaigues: La Basilique Saint-Pie X a Lourdes. Travaux 42 (1958), Nr. 290, S. 1003 bis 1019.]
Prof. Dr.-Ing. G. Knittel, Hannover.

K 624.94.016.714 : 725.91 (52) (047.6)

Messehalle in Tokio

Die Haupthalle des Messegeländes von Tokio wird durch eine Kuppel ungewöhnlicher Gestalt von 122 m Stützweite gebildet (Abb. 1). Eine große flache Kugelschale ist auf den Boden gestellt. Eine senkrechte, mit dem Eingang versehene Glaswand trennt ein Stück von ihr ab und sorgt für Taglicht. Die gegenüberliegende Seite der Schale ist etwas angehoben, um Licht von der Rückseite zu schaffen und um das Ganze zu beleben. Der Scheitel der Kuppel trägt ein Oberlicht von 15,24 m Durchmesser.

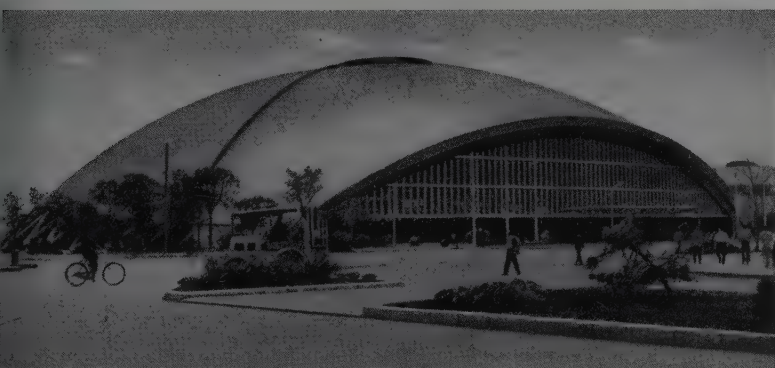


Abb. 1. Gesamtansicht.

Die Kuppel wird aus Stahlrippen von 1,016 m gleichbleibender Höhe gebildet. Der Umfang der Schale ist in 6 Abschnitte geteilt. In jedem Abschnitt bilden die Rippen konzentrische Bögen. Abb. 2 zeigt die Rippen und den auf konzentrischen Bögen verlaufenden Steg zur Bedienung der Deckenbeleuchtung und für die Unterhaltung.

Die Rippen ruhen auf einem Stahlbetonring von 122 m Durchmesser, der auf 650 Pfeiler von 7,0 bis 12,2 m Höhe abgestützt ist.

Über der Glaswand mit dem Eingang wölbt sich ein stählerner Kastenträger, der auf große Betonwiderlager gestützt ist, die 12,18 m tief sind und durch Zugstangen miteinander verbunden sind.

Das Tragwerk besteht aus 2500 verschiedenen Einzelgliedern und ebensoviel Verbindungen, die mit einer elektronischen Rechenmaschine in der verfügbaren kurzen Zeit berechnet wurden. Während die Fundamente in Tag- und Nacharbeit ausgeführt wurden, stellte man die Stahlrippen gleichlaufend mit der Entwurfsarbeit in einer Stahlbauanstalt her.



Abb. 2. Blick ins Innere.



Abb. 3. Beginn der Aufstellung.



Abb. 4. Herstellung der Dachschale.

Für die Montage der Kuppel dienten 4 Dericks (Abb. 3), die halbkreisförmig angeordnet an der Hinterachse der Kuppel begannen und nach dem Bogen über dem Eingang hin fortschritten (Abb. 4). Für die Aufstellung war ein Wald von Rüstungen nötig. Zur Errichtung der Konstruktion im Scheitel diente ein 55 m hohes Turmgerüst, an dem Ausleger befestigt wurden. Der Aufbau des Schlußrings und des Oberlichts sowie des Bogenträgers über der Eingangswand schlossen die Montage der 950 t schweren Stahlkonstruktion ab.

Bei der Dachabdeckung lagen unten die Stahlbetondecken 0,914 × 1,83 m groß. Darauf kam 4,4 cm starker, im Spritzverfahren aufgetragener und mit Baustahl bewehrter Beton. Abb. 4 zeigt die dazu nötige Arbeitsbrücke mit Druckleitung. Eine dreifache Folie mit Aluminiumanstrich bildete den Abschluß.

Die Kuppel kostete rund 1 Million Dollar. — [Nach: Making Quick Work of a Complex Dome. Engng. News-Rec. 163 (1959) Nr. 9, S. 34.]
Dr. W. Ihlenburg, Frankfurt/Main.

DK 621.039.546 : 624.953 (73) (047.6)

Die Container des Army Package Power Reactor

Der Army Package Power Reactor No. 1 (APPR-1) ist eine Kernkraftanlage, deren sämtliche Einzelteile in Kisten mit Abmessungen von nicht mehr als $2,1 \cdot 2,1 \cdot 5,5$ m und einem Bruttogewicht von 10 t verpackt werden können, um auf dem Luftwege in entfernte Gegenden transportiert und dort zusammengebaut zu werden. Abb. 1 zeigt eine perspektivische Schnittansicht des APPR-1, wie er bei Fort Belvoir, Virginia, errichtet wurde.

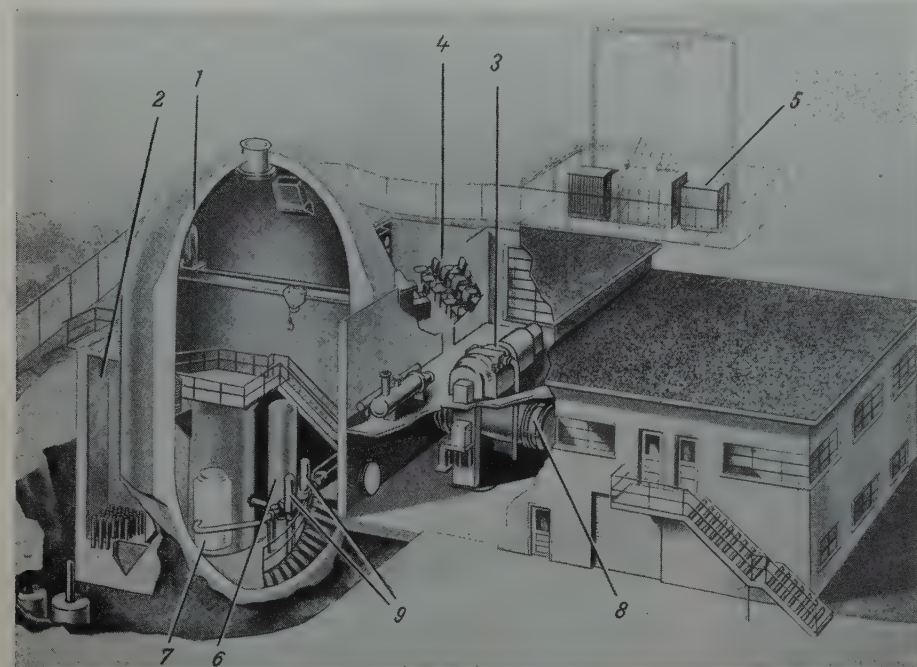


Abb. 1. Perspektivische Schnittansicht des Army Package Power Reactor (nach K. Kasschau). — 1 Gasdichter Container; 2 Lagerbecken für verbrauchten Spaltstoff; 3 Turbogenerator; 4 Steuerungsraum; 5 Schaltanlage; 6 Dampferzeuger; 7 Reaktorbehälter; 8 Kondensator; 9 Primäre Zirkulierungspumpen.

Das Reaktorsystem arbeitet mit hochgradig angereichertem U^{235} in mit nichtrostendem Stahlblech verkleideten plattenförmigen Spaltstoffelementen und einem Druckwasser-Kreislauf. Die Wärmeleistung des Reaktorkernes beträgt 10 000 kW. Das primäre Wasser, das sowohl Moderator als auch Kühlmittel ist, wird unter einem Druck von 84 atü gehalten, um Sieden im Reaktorkern zu verhüten. Die Wassertemperatur beträgt 220°C beim Eintritt in den Reaktorkern und 235°C beim Eintritt in den Dampferzeuger. Der erzeugte Dampf von 13 atü mit

einer Temperatur von 210°C wird einer Turbine üblicher Bauart zugeleitet, die einen Generator treibt, der 2100 kW elektrische Energie erzeugt; die elektrische Nettoleistung der Kernkraftanlage beträgt rund 2000 kW.

Während der ursprüngliche Entwurf auf die Anforderungen und örtlichen Bedingungen abgelegener Militärstützpunkte abgestimmt war, wurde der Prototyp des Reaktorsystems bei Fort Belvoir in Virginia, USA, errichtet, was die Abänderung einiger Entwurfsbedingungen mit sich brachte. Das wesentlichste zusätzliche Erfordernis ist der wegen der Errichtung der Anlage einer besiedelten Gegend (Washington mit einer Einwohnerzahl

von 1,5 Mio liegt innerhalb eines 30-km-Radius) notwendige Einschluß des radioaktiven Primärkreises, bestehend aus Kernreaktor, Dampferzeuger und den Pumpen für das primäre Kühlmittel in einen gasdichten Container zur Verhütung der Freisetzung radioaktiver Substanzen bei einem Schadensfall am Reaktorsystem. Als günstigste Form dieses Containers wurde ein Zylinder mit hemisphärischen Endteilen ermittelt. — Interessant ist, daß die für diese zivile Version des ursprünglich für die Armee entworfenen Kernkraftsystems durchgeführte Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ergeben hat, daß in den USA Kernkraftanlagen dieses Typs im Nutzeleistungsbereich von 5–10 MW bereits jetzt mit Kohlekraftwerken dieser Größenordnung wirtschaftlich konkurrieren können.

Maßgebend für die Bemessung der Containerschale des APPR-1 ist die im überhitzten Wasser des primären und sekundären Kreislaufes gespeicherte Energie. Es wurde eine Verkettung von insgesamt acht Fällen des Versagens technischer und personeller Natur postuliert, die zur physikalischen maximal möglichen Energiespeicherung in dem System führt. Die im Wasser gespeicherte Energiemenge beträgt dabei $1,75 \cdot 10^6$ kcal, während eine erschöpfende Berechnung nicht ein Durchgehen des Reaktors von aussagen konnte, das eine Energiefreisetzung von mehr als $5 \cdot 10^4$ kcal ergibt. In diesem Augenblick, so wurde angenommen, geben schwache Stellen des primären und sekundären Kreislaufsystems gleichzeitig nach, so daß das gesamte überhitzte Wasser in den Container freigesetzt wird. Weiterhin wurde postuliert, daß die Zerreißung mit einer solchen Heftigkeit erfolgt, daß Spaltstoffelemente beschädigt und bedeutend Spaltproduktmengen freigesetzt werden.

Für den Einschluß der aus dem System freigesetzten Energie wurden verschiedenartige Entwürfe untersucht, die von der Ausrüstungsteile eng umschließenden, kleinen Hochdruckbehältern bis zu großen Kugel- und Zylinderschalen in unterirdische oder oberirdische Anordnungen reichten. Die kleinen Hochdruckbehälter-Einheiten wurden wegen mangelhafter Zugänglichkeit

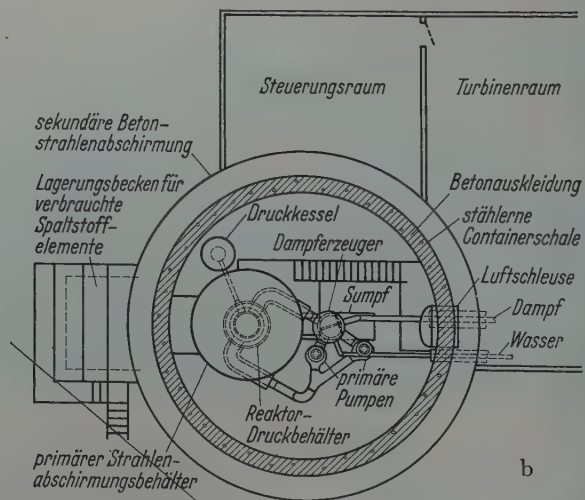
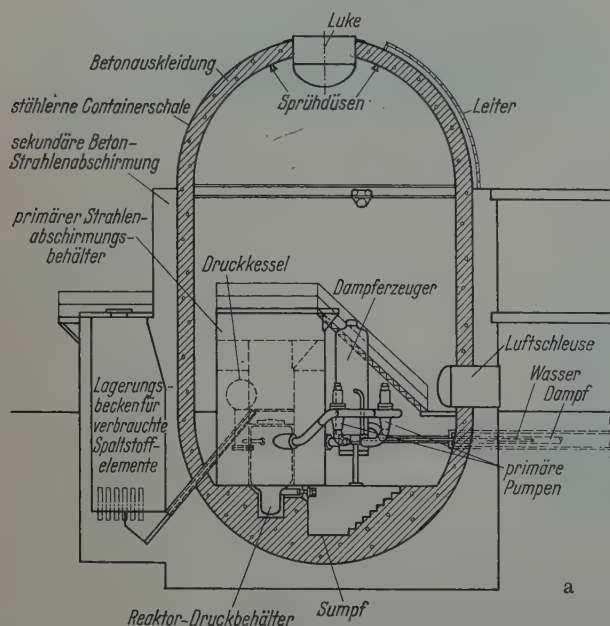


Abb. 2a u. b. Anordnung des primären Systems der APPR-1-Anlage im Container: a) Vertikalschnitt (nach Alco Products, Inc.); b) Horizontalschnitt (nach Alco Products, Inc.).

für Bedienung und Unterhaltung der Apparate zurückgewiesen. Die Wahl fiel schließlich auf eine oberirdisch angeordnete vertikale Zylinderschale, die trotz der hemisphärischen Enden leichter zu konstruieren ist als eine Kugelschale.

Da sich das Stahlgewicht der Containerschale und damit die Materialkosten als verhältnismäßig unempfindlich gegenüber Abmessungsvariationen herausstellten, wurden die Abmessungen auf der Grundlage adäquaten Arbeitsraumes innerhalb des Containers gewählt. Nach dem endgültigen Entwurf der Anordnung der Komponenten des primären Systems und der Krananlage ergab sich ein erforderlicher lichter Durchmesser von 9,8 m und eine erforderliche lichte Höhe einschließlich der hemisphärischen Enden von 12,2 m (Abb. 2 a und b). Das Nettovolumen Gesamtolumen abzüglich innerer Betonkonstruktion und Apparate) beträgt 1050 m³. Wegen des Fehlens von Versuchswerten war es notwendig, den ungünstigsten Fall, nämlich plötzliche Freisetzung des Wassers in der Dampfphase, in dieses Volumen einzunehmen, was einen statischen Spitzendruck von 4,6 atü hervorgerufen würde.

Eine plötzliche Freisetzung der gespeicherten Energiemenge kann zu schrapnellartiger Fortschleuderung von Apparateanteilen führen. Eine umfassende Reihe möglicher derartiger „Schrapnells“ wurde untersucht, um die ungünstigste mögliche Kombination von Energieinhalt und Durchdringungskraft zu ermitteln. Das schließlich als maßgebend befundene „Geschloß“ war ein 1,2 m langes Stück Rohr von 5 cm Dmr., gefüllt mit überhitztem Wasser, das in die ungünstigste Richtung „gezielt“ ist und auf einer 12 m langen Bahn im Container raketengleich auf eine Endgeschwindigkeit von etwa 150 m/s beschleunigt wird. Es wurde postuliert, daß dieses Rohrstück mit dem Ende lotrecht auf die Schale auftrifft, so daß seine Durchdringungskraft ein Maximum ist (Ergebnisse detaillierter experimenteller und theoretischer Untersuchungen über die Durchdringung zylindrischer Projektile durch Stahlplatten finden sich in [1]). Die Bezugnahme auf Untersuchungen des National Military Establishment führte zu dem Schluß, daß dieses Geschloß nicht mehr als 50 cm tief in Beton eindringen würde. Daher wurde eine innere Auskleidung der Stahlschale mit 60 cm Beton vorgesehen, um ihre Unversehrtheit auch in diesem denkbar ungünstigsten Fall zu wahren. Die endgültigen Abmessungen der Containerschale wurden zu 11,0 m Dmr. und 19,5 m Gesamthöhe festgelegt. Der zylindrische Schalenabschnitt besteht aus 22 mm, die hemisphärischen Enden aus 12 mm dickem Stahlblech.

Die Containerschale einschließlich Zugangsöffnungen und Durchdringungen von Rohren und elektrischen Leitungen wurde vollständig fertiggestellt und geprüft, bevor mit dem Einbau der inneren Betonkonstruktion begonnen wurde. Das Bauprogramm für den Container mußte die freie Zugänglichkeit der gesamten Innen- und Außenseite der Schale während der Druckprobe und der Dichtigkeitsprüfung gewährleisten, um Feststellung und Reparatur evtl. undichter Stellen zu ermöglichen. Aus diesem Grunde erfolgte die vorläufige Abstützung

des Containers durch einen Blechring am Verbindungskreis von sphärischem Boden und Zylinderschale.

An der Oberseite des Containers ist eine aus 64 mm dickem Stahlblech bestehende Lukenkonstruktion von 200 cm lichtigem Durchmesser vorgesehen, durch die größere Apparateile in den Containerinnenraum eingebracht werden können. Nach vollständiger Installation der Ausrüstung wird der Lukendeckel mit acht Bolzen zugeschraubt und zur Gewährleistung der Luftdichtigkeit mit einer ringsum laufenden Schweißnaht versehen. Abb. 3 zeigt die obere Luke im Detail. Zutritt zum Containerinnenraum ist nur nach Stilllegung des Reaktors statthaft, da der γ -Strahlenpegel während des Reaktorbetriebes beträchtlich über der höchstzulässigen Grenze liegt. Der Zugang erfolgt durch eine doppelstürige Luke im unteren Teil des zylindrischen Containerabschnittes, deren 240 cm weiter Zwischenraum zwischen innerer und äußerer Tür während des Reaktorbetriebes mit Wasser gefüllt ist, das zusammen mit den beiden 64 mm dicken Stahltüren die gleiche Strahlenabschirmung bietet wie die Gesamtdicke von 150 cm Beton. Das Wasser kann innerhalb von 10 Minuten aus der Kammer abgelassen werden, so daß sich für den Zutritt zum Container kaum eine Verzögerung ergibt. Abb. 4 zeigt die doppelstürige Zugangsöffnung im Detail. Die Durchdringungen der verschiedenartigen Rohrleitungen und elektrischen Leitungen sind so gestaltet, daß keine Strömungspfade für die Strahlung gegeben sind.

Während des Reaktorbetriebes ist der Container gasdicht ohne Ventilation abgeschlossen. In Perioden des Zutrittes von Personal nach Stilllegung des Reaktors wird das Containerinnere mit einer Leistung von sechs Luftwechseln in der Stunde ventiliert. Die Luft wird von der Oberseite des Containers abgesaugt. Die Gebläse- und Filterausrüstung ist in einem angrenzenden Gebäude untergebracht. An der Oberseite des Containers ist ferner ein Sprinklersystem installiert, um einem auf einen Reaktorschadensfall folgenden Druckanstieg entgegenwirken zu können.

Zur Prüfung des Containers auf seine Festigkeit hin wurde die Durchführung einer Druckluftprobe auf 4,6 atü · 1,25 =

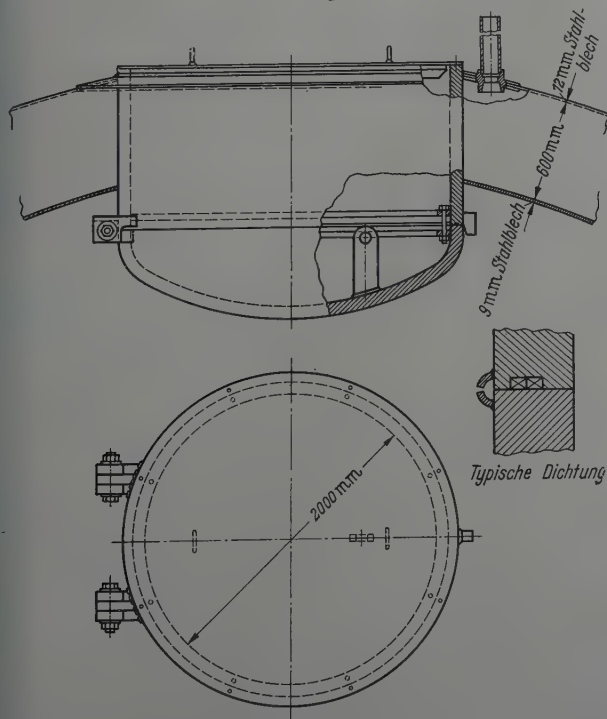


Abb. 3. Obere Luke (nach Alco Products, Inc.).

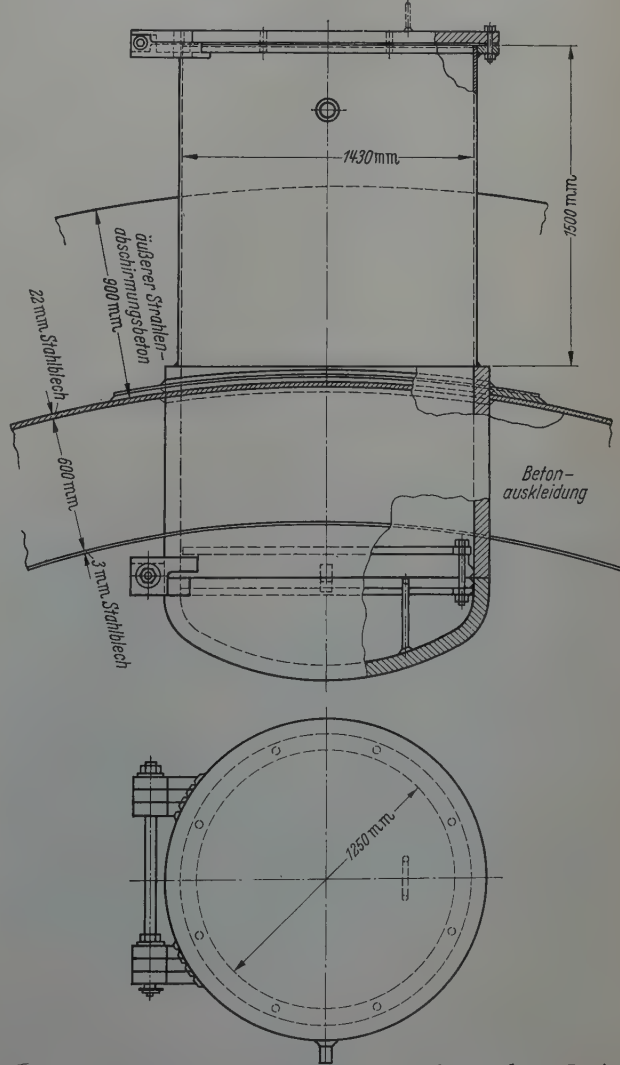


Abb. 4. Doppeltürige Zugangsöffnung (nach Alco Products, Inc.).

5,75 atü erwogen, jedoch für unerwünscht befunden, da die in dem 1510 m³ großen Volumen der Schale gespeicherte Energie zu einem katastrophalen Unfall hätte führen können, wenn ein Zerreißen bei der höchsten Druckstufe der Druckluftprobe eintreite. An Stelle dessen entschied man sich zur Durchführung einer Probe unter Verwendung von hydrostatischem Druck, wobei die Energieakkumulation vernachlässigbar ist. Während dies ein

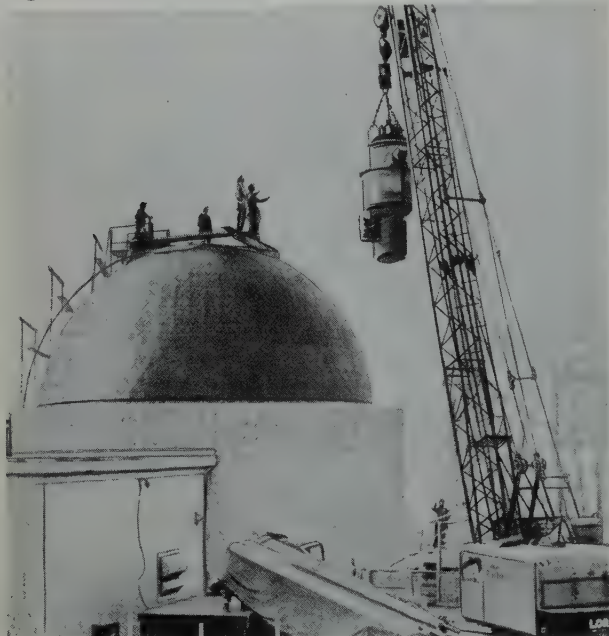


Abb. 5. Einbringen des Reaktor-Druckbehälters (nach K. Kasschau).

Problem löste, führte es ein neues ein, da die so in den Container eingetragene Last maßgebend für die Bemessung des Fundamentes wurde. So wird der Container nun durch eine Konstruktion gestützt, die zwei- bis dreimal tragfähiger ist als für die Gebrauchslasten erforderlich, lediglich weil der Container zur Erprobung seines Druckhaltevermögens anfänglich mit Wasser gefüllt werden mußte.

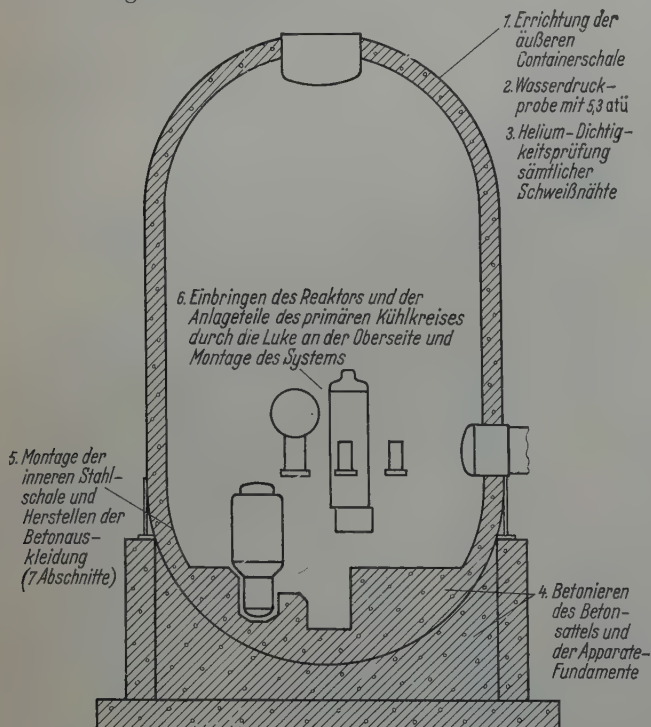


Abb. 6. Reihenfolge der Konstruktion (nach K. Kasschau).

Die Dichtigkeitsprüfung stellte sich als eine schwierige Aufgabe heraus. Der Inhalt des Containers durfte nur in einer Menge von 50 l/Tag durchsickern, wenn die in der Umgebung lebende Bevölkerung bei einem Reaktorunfall nicht unzulässigen Radioaktivitätskonzentrationen ausgesetzt werden sollte. Selbst bei Erhöhung des Prüfdruckes auf den 4-fachen Wert

des Betriebsdruckes würde es zehn Tage dauern, bevor ein Druckfall von 1 : 1000 erwartet werden könnte. Obgleich Messungen dieser Genauigkeit auf der Baustelle hätten durchgeführt werden können, machte die Tatsache, daß ein Temperaturanstieg von $\frac{1}{3}^{\circ}\text{C}$ diese Durchsickerung verdeckte, es unmöglich, den Druckverlust als Prüfmethode auszuwerten. Der extrem geringe Wert der höchstzulässigen Durchsickerung führte zur Verwendung der Spürgasmethode für die Dichtigkeitsprüfung. Der Container wurde auf einen Innendruck von 0,35 atü gebracht mit 10 % Helium im Luftgemisch. Die Schweißnähte, die vorher zu 100 % radiographisch untersucht worden waren, wurden mit einem Detektor „abgeschnüffelt“ um Undichtigkeiten zu entdecken.

Nach Montage der äußeren Containerschale und der Durchführung von Druckprobe und Dichtigkeitsprüfung wurde der Hohlraum unterhalb der Containerschale mit Beton ausgefüllt und die Apparatefundamente wurden betoniert. Danach wurde die Betonauskleidung hergestellt, die die Containerschale vor dem Durchschlagen durch schrapnellartig abgeschleuderte Teil schützt. Das Betonieren dieser Auskleidung erfolgte in sieben Abschnitten, denen vor dem Betonieren des jeweils nächsten Abschnittes sieben Tage Erhärtungszeit gegeben wurde. In der Zwischenzeit wurde für die Ausführung von Betonarbeiten außerhalb des Containers verwendet, sowie für das Höherziehen der inneren Stahlschale, die sowohl als Innenschalung als auch als undurchlässige Verkleidung zur Verhütung eines Eindringens radioaktiver Substanzen in den Beton dient. Nach Abschluß der Betonierarbeiten im Containerinneren konnte die Installation der Ausrüstung beginnen, wobei sämtliche größeren Komponenten mittels eines Kranes durch die Luke an der Containeroberseite eingebracht wurden. Abb. 5 zeigt das Einbringen des Reaktor-Druckbehälters. Die Konstruktionsreihenfolge ist in Abb. 6 angegeben.

Beim Ausbetonieren des Hohlraumes unter der Containerschale ereignete sich ein Zwischenfall. Der letzte Betontransportwagen traf mit 30 min Verspätung ein, so daß der davor eingebrachte Beton bereits abgebunden hatte. Durch Behinderung in der freien Verteilung des frischen Pumpbetons durch den abgebundenen Beton bildete sich örtlich ein zu hoher Druck auf die Außenseite des Containerbodens aus, und es entstand eine Einbeulung von fast 3 m Dmr. und 30 cm Höhe, die in der Schale belassen werden mußte. — [Nach Alco Products, Inc.: Army Package Power Reactor. Description and Supplement. United States Atomic Energy Commission Report AECD-373 v. 14. Okt. 1955, 128 Seiten; J. L. Meem und F. B. Bainbanks: Shielding the APPR-1. Supplement to Reactor Shielding Information Meeting, 12.—13. Mai 1955, Engineering Research and Development Laboratories, Fort Belvoir, Va., Part 3 Supplement 1. United States Atomic Energy Commission Report WASH-292 (Pt. 3, Suppl. 1), Sept. 1955, 17 Seiten; K. Kasschau: Design and Construction Problems of APPR-1. American Society of Mechanical Engineers Semi-Annual Meeting, San Francisco, Calif., 9.—13. Juni 1957, Paper No. 57-SA-91, 29 Seiten; K. Kasschau: Army Package Power Reactor. In: Problems in Nuclear Engineering. Selected Papers from the 1st Nuclear Engineering and Science Congress Held under the Auspices of the Engineers' Joint Council at Cleveland, Vol. I, S. 278—284. London-New York-Paris: Pergamon Press, 1957; C. T. Chav and O. P. Balestracci: Vapor Containers for Nuclear Power Plants. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. Sept. 1958. Paper No. A/CONF. 15/P/1879, 22 Seiten.]

Literatur

1. N. R. Zabel: Containment of Fragments from Runaway Reactor. Stanford Research Institute Technical Report No. SRI-1 Menlo Park, California, 2. April 1958, 88 Seiten.

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

DK 627.825.7.06.001.5 : 69.058 (44) (047.6)

Die Bogenstaumauer Du Gage

Bei der Du Gage-Staumauer handelt es sich um eine der dünnsten kreiszylindrischen Bogenmauern der Welt, denn bei 38 m Mauerhöhe und 143 m Radius ist sie in der oberen Mauerhälfte nur 1,30 m dick. In der unteren Mauerhälfte, die ein Trapezprofil aufweist, nimmt die Mauerstärke nur schwach, von 1,30 m auf 2,40 m, zu (Abb. 1). Der Talquerschnitt ist nahezu V-förmig (Abb. 1) und wurde daher in besonderem Maße geeignet angesehen, um durch ausgedehnte Messungen über das Verhalten extrem dünner Bogenstaumauern Aufschluß zu erhalten. Bei der Bemessung wurde von einer Gewölbedruckspannung von 180 kg/cm² und von Biegedruckspannungen von 110 kg/cm² und Biegezugspannungen von 80 kg/cm² aus der

tützmauerwirkung ausgegangen. Längs des wasserseitigen Mauerfußes in Talmitte und längs des luftseitigen Mauerfußes zwischen der Talmitte und den Flanken wurden vertikal angeordnete Torstähle als Bewehrung eingelegt und im Felsen verankert, da man unter den Biegezugspannungen von 80 kg/cm^2 in Abreißes des Betons vom Fundament erwartete, was sich auch bestätigte.

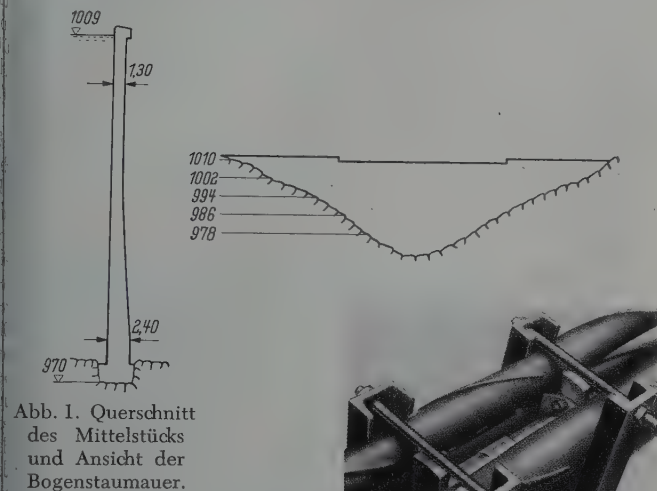


Abb. 1. Querschnitt des Mittelstücks und Ansicht der Bogenstaumauer.

Abb. 2. (rechts). Elektro-akustischer Geber zwischen Torstählen eingebaut.

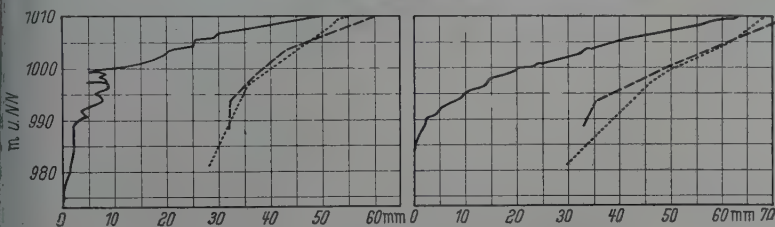


Abb. 3. Gemessene Durchbiegungen.

Obwohl man mit keinem Bruch der Staumauer unter der Wasserlast rechnete, wurden doch alle Vorkehrungsmaßnahmen ergriffen. Zunächst wurde auf Grund hydrologischer Messungen festgestellt, daß ein Bruch der in einem menschenleeren Seitental der Loire gelegenen Du Gage-Staumauer keine größere Flutwelle auslösen würde als ein Katastrophenhochwasser der Loire selbst. Dann wurden zwei im Vergleich zum Talsperreninhalt sehr große Grundablässe von je 1,0 m Durchmesser und ein mit einem Sprengverschluß ausgerüsteter Notablaß von 1,5 m Durchmesser eingebaut, durch die jederzeit eine rasche Spiegelabsenkung bewirkt werden konnte.

Für die Messungen waren Nivellements, Temperaturmessungen mit Widerstandsthermometern und elektro-akustische Messungen zur Erfassung des thermischen und hygrometrischen Verhaltens, zur Feststellung der Beanspruchung der Torstähle und insbesondere zur Erkundung des Spannungszustandes im Beton vorgesehen. Für die letztgenannten Zwecke wurden 106 elektro-akustische Geber eingebaut. Abb. 2 zeigt einen elektro-akustischen Geber vor dem Einbau zwischen zwei zusammengespannten Torstählen.

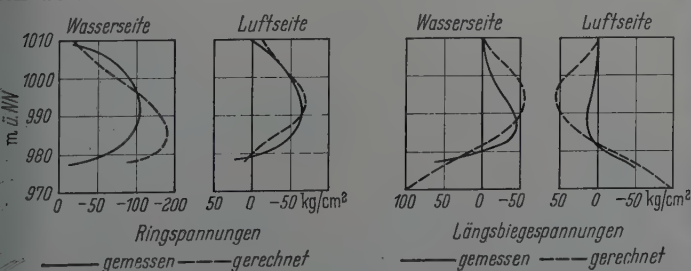


Abb. 5. Ring- und Längsbiegespannungen.

Einen Einblick in die Ergebnisse der Durchbiegungsmessungen vermittelt Abb. 3 für einen Punkt an der Krone und einen solchen 6 m unterhalb der Krone in Talmitte. In beiden Fällen betrug die Durchbiegung bei der zweiten Fällung nur noch

60 % derjenigen der ersten, bezogen auf den Ausgangspunkt. Der anfängliche Kriecheffekt war somit beträchtlich. Die absoluten Durchbiegungen von 75 mm in einem 6 m unterhalb der Krone gelegenen Punkte sind für eine nur 38 m hohe Bogenstaumauer sehr groß und nur im Hinblick auf die hohen zugrunde gelegten Druckspannungen von 180 kg/cm^2 verständlich.

Abb. 4 zeigt das Ergebnis der Temperaturmessungen in der zweiten Hälfte eines heißen Juni an der von der Sonne bestrahlten Luftseite und an der im Schatten liegenden Wasserseite im Abstände von 10 cm und 25 cm von der Außenfläche. Die mit eingezeichnete Lufttemperatur stellt in beiden Fällen die Schattentemperatur dar.

Überraschend waren die starken Abweichungen von der linearen Spannungsverteilung über die Mauerdicke, die bei einer Gewölbestärke von 1,30 m elastizitätstheoretisch nicht erklärbar sind. Sie wurden auf Eigenspannungen und insbesondere auf die ungleichmäßige und in der Nähe der Außenflächen wesentlich gesteigerte Betonaustrocknung zurückgeführt.

Besonders interessant war das Ergebnis der elektro-akustischen Dehnungsmessungen, die auf der Grundlage eines E-Moduls von $145\,000 \text{ kg/cm}^2$ umgerechnet wurden, um dem Einfluß der aufgetretenen, die Messungen beeinträchtigenden Volumenänderungen Rechnung zu tragen. Der tatsächliche E-Modul des Betons wurde zu $240\,000 \text{ kg/cm}^2$ festgestellt. Abb. 5 zeigt, bezogen auf den Mittelschnitt, die auf der bezeichneten Grundlage aus den Messungen entwickelten Spannungen. Die zum Vergleich einstrichlierten gerechneten Spannungen stellen einen Mittelwert aus verschiedenen Rechnungsannahmen dar.

Die Herstellung der Du Gage-Staumauer zeigt die üblichen Merkmale einer Bogenstaumauer, wie Abb. 6 erkennen läßt. — [Nach J. P. Frey und P. Chauvet: La voûte très mince du barrage du Gage. Ann. de l'Inst. Techn. du Bat. et des Trav.

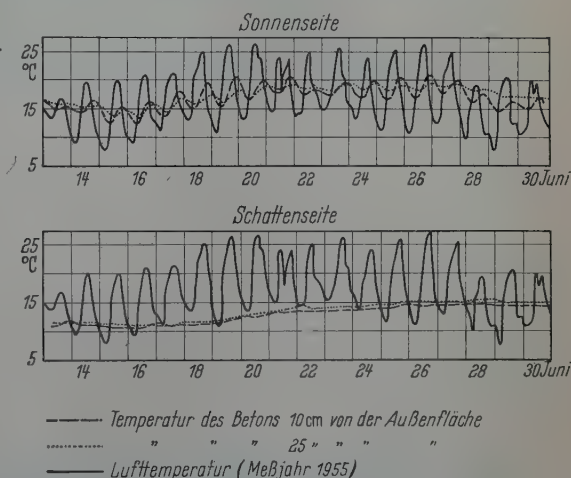


Abb. 4. Temperaturmessungen.



Abb. 6. Staumauer Du Gage, Bauzustand.

Publ. 10 (1957) Nr. 114, S. 538—560. Frey berichtet über die konstruktive Durchbildung, Meßgeräte und Meßergebnisse, Chauvet über die Baustelleneinrichtung und Herstellung.] Prof. Dr.-Ing. F. Tölke, Stuttgart.

DK 624.21.012.46 : 69.057 : 691.328.2 : 624.15 (595.13) (047.6)

Straßenbrücke aus vorgespannten Fertigteilen in Singapur; Gründung und Montage

Im August 1957 wurde nach nur achtzehnmonatiger Bauzeit die Merdeka-Brücke mit einer Länge von 600 m und einer nutzbaren Breite von rd. 17 m über ein flaches Meeresbecken zwischen der City von Singapur und dem ehemaligen Flughafen Kallang vollendet, die sich durch die weitgehende Verwendung vorgespannter Fertigteile auszeichnet (Abb. 1). Vor der British Institution of Civil Engineers hat der maßgebende Verantwortliche für dieses Vorhaben im November 1958 eingehend berichtet [1].



Abb. 1. Hauptträger der Stromöffnungen.

Die Baustelle lag im Bereich der Tide, die um max. 3,0 m schwankt. Bei Ebbe ist das Kallang-Becken bis auf 150 m von den Ufern praktisch ein Sumpf. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde auf die gesamte Länge der Baustelle ein Damm geschüttet, aus dem die notwendigen Durchflußöffnungen während und nach der Fertigstellung der Brücke jeweils wieder ausgebagert werden konnten.

Eingehende Bodenuntersuchungen ergaben, daß in etwa 18 m Tiefe roter Ton in einer Mächtigkeit von 1,5 bis 6,0 m zwischen zwei im Mittel 15 m starken Schichten weniger tragfähigen blauen Tons eingelagert und von einer mehrere Meter dicken Schicht aus organischen Ablagerungen bedeckt ist, deren löslicher Sulfatgehalt bei 126 mg SO_4 liegt. Umfangreiche Belastungsversuche an Probepfählen im Bereich der Pfeiler ergaben, daß die Tragfähigkeit dieser Schicht roten Tons bei Annahme einer zweifachen Sicherheit nur halb so groß ist als sie vorausberech-

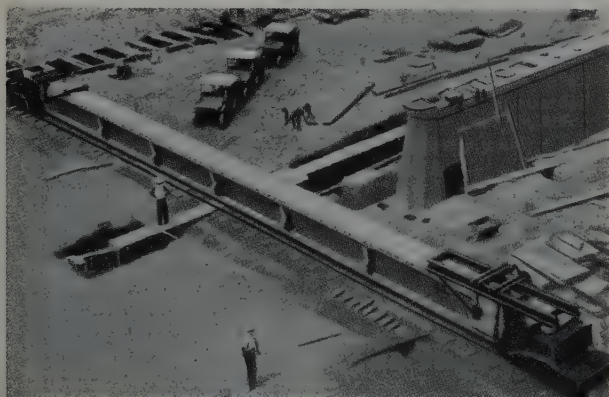


Abb. 2. Transport der Hauptträger.

net wurde. Es wurde daher notwendig, die Pfähle durch die Tonschichten hindurch in eine stellenweise 30 m tief untergelagerte Schicht großer Mächtigkeit aus Sand und sandigem Ton zu treiben. Die aus der hohen Zusammendrückbarkeit des blauen Tons zu erwartenden Setzungen ließen es ratsam erscheinen, von zu langen Rampen abzusehen und die Brücke mit 19 von 26 Öffnungen auch über das zukünftige Vorland auszu-dehnen, obwohl dieses hochwasserfrei aufgeschüttet wurde. Gerade diese Aufschüttung des Vorlandes und die dabei eintretenden Setzungen der Tonschichten gaben aber auch Veranlassung, die Wirkung der „negativen Mantelreibung“ als zusätzliche Belastung auf die Pfähle der Pfeiler unter Benutzung einer eigens

hierfür entwickelten Versuchseinrichtung zu erforschen. Die größte Reibungskraft ergab sich daraus zu 0,106 kg/cm² Mantelfläche für Beton, das sind etwa 75 % der aus Scherversuch ermittelten Kohäsion. Bei der Bemessung der Pfähle wurde daher ein Zuschlag bis zu 22 t für die Wirkung der negativen Reibung berücksichtigt.

Diese ungünstigen Gründungsverhältnisse, die Pfähle bis 48 m Länge erforderten, sprachen für ein Bauwerk mit möglichem geringem Eigengewicht und für Vermeidung horizontaler Kräfte auf die Pfeiler. Es wurden daher auch stählerne Überbauten und solche aus Aluminium ernstlich in Betracht gezogen. Als wirtschaftlichste Lösung ergaben sich schließlich vorgespannte Fertigträger von 24 m Spannweite, die statisch bestimmt gelagert sind (Abb. 2). Es war dies die erste Anwendung der Vorspanntechnik im Stahlbetonbau sowohl in Singapur als auch in den Malaiischen Staatenbund. Das Fehlen erfahrener Arbeits- und Aufsichtskräfte erforderte ein einfaches und robustes Spannfahrzeug. Die Wahl fiel auf das Lee-McCall-System. Als Spann Stahl der Längs- und Quervorspannung wurde der von Lee-McCall & Co. entwickelte „Macalloy“-Stahl gewählt, der etwa einem St 100 entspricht und mit 65 kg/mm² beansprucht werden darf. Die Spannstrangen haben bei einem Durchmesser von 28,5 mm 42 t Spannkraft. Als Betongüte wurde eine geringste Würfel Festigkeit W_{b28} von 438 kg/cm² verlangt. Bei Aufbringen der Vorspannung mußte die Festigkeit ≥ 386 kg/cm² betragen. Es wurde normaler Portlandzement japanischer Herkunft verwandt, und zwar 410 kg/m³ fertigen Betons bei einem Wasser-Zement-Wert von 0,45. Die zulässige Beanspruchung wurde mit $\frac{1}{3} W_{b28} = 146$ kg/cm² festgesetzt. Es war voll Vorspannung gefordert.

Die Fertigträger sind Plattenbalken mit verbreitertem Fuß 14 nebeneinanderliegende Träger mit zwischen den Obergurte liegenden Ortbetonstreifen von 1,35 m Breite bilden Querschnitt und Fahrbahn der Überbauten. Sie haben eine Konstruktions-

höhe von $1,34 \text{ m} = \frac{1}{18} \cdot l$; die Bauhöhe war über den Stromöffnungen beschränkt. Mit Rücksicht auf mögliche Unterschiede im „Stich“ des unbelasteten vorgespannten Trägers sollten die max. Durchbiegung $\frac{1}{1000} \cdot l$ nicht überschreiten. Aus dem gleichen Grunde waren im Obergurt reichlich große quadratische Öffnungen für die Quervorspannglieder vorgesehen. Die bei 64 Trägern genau ermittelten Aufbiegungen lagen im Mittel bei 24 mm ($= \frac{1}{1000} \cdot l$) mit einer Streuung von 28 %; die größere Ausparungen für die Quervorspannglieder erwiesen sich dann als überflüssig. Die Stege sind 15 cm dick, um für die Behandlung durch angelegte Arbeiter genügend steif zu sein. Aus dem gleichen Grunde und wegen der großen Aussparungen für die Quervorspannung wurde die Dicke der 1,0 m breiten Platte zu 17,5 cm gewählt, während der untere Flansch bei nur 56 cm Breite 10 cm dick ist mit einem Anlauf von etwa 1 : 5. Die Platte hat am Stegansatz auf 25 cm flache Vouten 1 : 5.

In Abständen von 3,65 m sind 15 cm dicke Queraussteifungen angeordnet, die ebenfalls nach der Montage mit Ortbeton ergänzt wurden, daß 5 vorgespannte lastverteilende Querträger auch außerhalb der Auflager entstanden.

In jedem Träger sind 7 Spannähle verlegt. 2 Spannglieder laufen im unteren Flansch gerade durch; die anderen 5 sind parabolisch gegen die Auflager zu gefächert. Die Aufnahme der Spaltzugkräfte im Bereich der Endverankerungen, die Anordnung und Ausbildung der käfigartigen schlaffen Bewehrung an den Auflager der Balken wie auch der Spiralbewehrung um die Kräfteleitungszone der Querbewehrung im Abstand von 0,61 m wurden in zahlreichen Versuchen an Prüfkörpern in natürlicher Größe untersucht.

Die 367 Träger wurden in Stahlblechformen auf der Baustelle, und zwar an beiden Widerlagern, hergestellt. Zum Verdichten des Betons wurden sowohl Außen- als auch Innenrüttler verwendet. Das Einbringen und Verdichten der 13 m³ Beton jedes Trägers dauerte etwa 2 Stunden. Nach 18 Stunden Abbindezeit wurde entschlacht. Nach drei Tagen wurde bei $W_{b3} = 285$ kg/cm² eine Teilvorspannung von 60 % aufgebracht. Der Träger hob sich dabei von der Unterlage und konnte zu 28-tägigen Nachbehandlung umgesetzt werden, bei deren Abschluß die Restvorspannung aufgebracht wurde. Während der Nachbehandlung gingen etwa 10 % der ersten Vorspannung verloren. Anschließend wurden die Spannkanäle mit einem Zementbrei (W/Z -Faktor = 0,52) unter einem Druck von 2–4 kg/cm² verpreßt.

Zur Einbaustelle wurden die etwa 30 t wiegenden Träger auf einem Gleis längs der Brücke befördert (Abb. 2). Vor den Pfeilern der jeweils in Montage begriffenen Öffnung standen stählerne Hebezeuge, an denen die Träger mit Flaschenzügen bis zur Pfeileroberkante angehoben und auf eine hölzerne Verschiebebahn abgesetzt wurden (Abb. 3). Die Träger wurden

lann seitlich eingerollt und auf die Lager abgelassen. Die gesamte Montage der Träger für 26 Öffnungen dauerte 7 Monate. Die Ortbetonstreifen der Fahrbahn folgten mit etwa einem Monat Abstand.

Ein Bruchversuch an einem Träger ergab noch rein elastisches Verhalten bei Eigengewicht und bis zu 1,65facher Verkehrslast. Die Rißlast wurde mit nahezu doppelter Verkehrslast erreicht bei einer rechnerischen Zugspannung im Beton von 30 kg/cm². Der Träger ging durch Riß in der Kupplung eines Spanngliedes etwa in Feldmitte zu Bruch bei einem Biegemoment von 552 tm, das sich mit Werten deckte, die nach Formeln von Hajnal-Kónyi und Jensen [2] und Whitney [3] vorher ermittelt worden waren. Die Bruchsicherheit betrug 3,02 für die Verkehrslast und 2,13 für das Eigengewicht. Die Probelastung eines fertigen Feldes mit einer Einzellast in der Mitte wie am Rande ergab völlige Trägerrostwirkung mit einer ausgezeichneten Lastverteilung.



Abb. 3. Einbau der Hauptträger.

Auch für die Pfahlgründung und die hohlen Pfeiler wurden die Vorteile der Vorfertigung weitgehend ausgenutzt. Als Gründung wurden Stahlbeton-Rammpfähle achteckigen Querschnittes mit 43 cm Durchmesser und einer zulässigen Belastung von 66 t bei doppelter Sicherheit gewählt. Die Pfähle wurden paarweise und schräg gegen die Längsrichtung geschlagen; unter jedem Hauptträger steht ein Pfahlpaar, das am Kopf unter sich durch ein Stahlbetonhaupt verbunden ist. Darüber legt sich eine lastverteilende Platte von 50 cm Dicke, in der Aussparungen für die Füße der darüberstehenden A-Böcke eingelassen sind. Diese aus Stahlbeton vorgefertigten A-Rahmen in Achse der Hauptträger sind die eigentlichen Pfeiler, die die Lasten der Hauptträger unmittelbar auf die Pfähle übertragen. Ihre Riegel sind in Querrichtung ebenfalls durch eine lastverteilende Platte verbunden. Sie sind nach außen durch einen dünnen Ortbeton-Mantel verkleidet.

Bei den im Bereich des späteren Strombettes liegenden Pfeilern 10 bis 15 mußten die Pfähle gegen das Seewasser noch besonders geschützt werden. Dies geschah durch Zusammenfassung von je 2 Pfahlpaaren in einem Stahlbeton-Senkkasten (Abb. 4). Unter Ausnutzung des zur Montage geschütteten Dammes wurden die Senkkästen im Trockenen an Ort betoniert,

abgesenkt und durch einen 60 cm dicken Betonboden verschlossen. In den Ecken des rechteckigen Querschnittes waren im Betonboden Aussparungen für das Durchschlagen der 4 Stahlbetonpfähle gelassen. Die Pfähle wurden an den Köpfen wie bei den übrigen Jochen verbunden und durch Umbetonieren auch innerhalb des hohlen Senkkastens geschützt. Die Senkkästen reichen bis unter die lastverteilende Platte über den Pfählen in 2,25 m über NW. Der weitere Aufbau dieser Strompfeiler gleicht dem der Pfeiler im Vorland.

Da die normale Länge der Rammpfähle von 18 m fast nie ausreichte, mußte unter Verwendung von Stahlrohren eine Stoßverbindung der achteckigen Rammpfähle entwickelt werden. Außerdem wurde die Einzellänge bis auf 24 m ausgedehnt. Diese schlanken Pfähle mußten mit besonderer Sorgfalt behandelt, transportiert und gerammt werden.

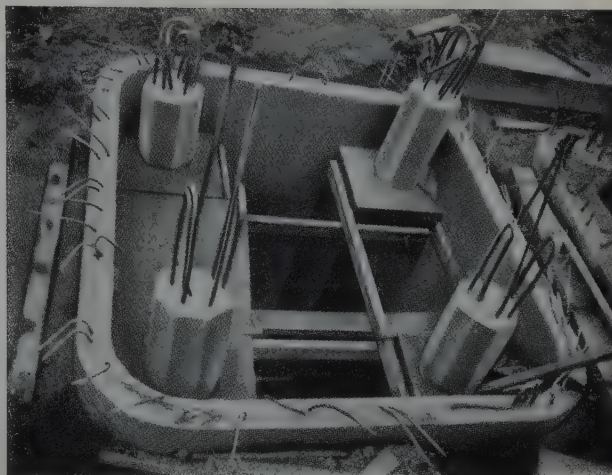


Abb. 4. Caissons der Strompfeiler.

Für die gesamten Arbeiten wurden 129 761 Tagewerke aufgewandt und über 6 Millionen malaiische Dollar ausgegeben (1 mal. Dollar = 2 Shilling 4 pence Sterling = rd. 1,30 DM). Bezogen auf den Quadratmeter Brückenfläche sind dies etwa 620 DM. Von den Gesamtkosten wurden rd. 78 % für die Konstruktion aufgewendet und 14 % für die Erdarbeiten einschließlich der Baggerung für die endgültige Durchflußöffnung. Jeweils fast 2 % wurden für die Überwachung der Arbeiten und Untersuchungen einschließlich Versuche ausgegeben; 1,4 % kosteten die Vermessungsarbeiten. Die Stärke der Belegschaft der Baustelle schwankte von 70 Mann bis 376 Mann, die kurz vor Beendigung der Rammarbeiten und des Herstellens der vorgefertigten Träger eingesetzt waren, während die Montage der Träger und die Herstellung der Fahrbahn bereits in vollem Gange war.

Literatur

1. Hollis-Bee: Merdeka Bridge Singapore; Proceed Inst. Civ. Engrs. 11 (1958), S. 135—168.

2. Evans: The plastic theories ...; Journ. Inst. Civ. Engrs. 21 (1943), S. 98.

3. Whitney: Plastic theory of reinforced concrete design; Proceed. American Soc. Civ. Engrs. 66 (1940), S. 1749.

Dipl.-Ing. A. Ohlemutz, Frankfurt/M.

Buchbesprechungen

DK 69.057 : 691.328 (022)

Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen im Industrie- und Wohnungsbau. II. Internationaler Kongreß 1957 an der Technischen Hochschule Dresden. Herausgegeben von Prof. Dipl.-Ing. E. Lewicki. 548 S., 21 × 29,5 cm, mit 1013 Abb. u. 102 Tafeln. Wiesbaden u. Berlin: Bauverlag und Verlag Technik 1959. Geb. 33,— DM.

Das Buch enthält die Referate des Kongresses, Diskussionsbeiträge sowie Hinweise auf nicht wörtlich wiedergegebene, in Generalreferaten zusammengefaßte Beiträge.

Entsprechend der Ausdehnung und der Bedeutung, die der Montagebau mit vorgefertigten Stahlbetonteilen eingenommen hat, und entsprechend den Entwicklungsmöglichkeiten dieser jüngsten Ausführungsart des Stahlbetons, aber auch entsprechend den vielen noch zu lösenden Aufgaben zeigen die Beiträge eine große Mannigfaltigkeit. Sie berichten über Hallenkonstruktionen aus vollwandigen und

fachwerkartig aufgelösten Tragwerken, über Hallen mit Bogen- und Rahmenbindern sowie über shedförmig gestaltete und bogenförmig aufgewölbte Schalendächer. Auch unmittelbar der industriellen Produktion dienende Bauwerke wie Rundsilos, deren Wandelemente die Wickelmaschine zusammenspannte, und Bunker aus vorgefertigten Teilen sind in den Berichten erfaßt. Zur Lösung der schwierigen Aufgabe, Geschossbauten mit tragenden Stahlbetonskeletten zu errichten, zeigte die Tagung verschiedene Ausführungen. Stützen mit eckigen Querschnitten, geschosshoch in Schalung gegossen, finden sich neben runden, für die ganze Gebäudehöhe in einem Stück aus Schleuderbeton gefertigten.

Umfangreich sind die Berichte über die Anwendung des Montageverfahrens im Wohnungsbau. Sie schildern die Serienfertigung großflächiger Wandteile und Deckenelemente in der Fabrik, ihren Transport und ihren Zusammenbau.

Alle diese Ausführungen setzen sich auf verschiedene Weise mit den Grundfragen des Fertigbetonbaues auseinander: mit der günstigsten Wahl der Aufgliederung einer Konstruktion in Einzelteile

und mit dem Zusammenschluß dieser Teile im Bauwerk. So behandeln die Berichte Stöße durch Ortbetonvergüß der übergreifenden, aus den Fertigteilen herausragenden Stücke, Stöße durch Verschweißen der Anschlußstäbe und Bolzenanschlüsse. Besonders erwähnenswert sind die Berichte über die jüngste Art, die Fertigteile mit einer gemeinsamen Bewehrung zusammenzuspannen, wodurch eine einfache Ausführung der überdrückten Stoßstellen möglich ist und gleichzeitig eine Vorspannung des gesamten Tragwerkes entsteht. So verschiebt sich die Antwort auf die Frage nach der vorteilhaftesten Größe der einzelnen Montage Teile zugunsten kleiner Stücke.

Der mit dem Fertigbetonbau vertraute Leser findet viele seiner Erfahrungen bestätigt. Viele der geschilderten Konstruktions- und Montagearten versprechen eine erfolgreiche Weiterentwicklung. Manche dagegen, wie die Versuche mit Bunkern und Pilzdecken, zeigen die Grenzen des Fertigbetonbaues, da sie der Eigengesetzlichkeit dieser Bauweise widersprechen und einer gut durchdachten Einschaltung am Ort den Vorzug lassen müssen. Doch sind auch diese Versuche Wegweiser zur Weiterentwicklung einer noch am Anfang stehenden Verfahrenstechnik.

Theoretische Erörterungen über Modellversuche, Stabilitätsprobleme und auf Biegung und Verdrehung beanspruchte Balken tragen zur Behandlung der besonderen statischen Fragen des Fertigbetonbaues bei. Vor allem interessieren die Spannungszustände der im Bauwerk mit Ortbeton in Verbund gebrachten vorgespannten Fertigteile. Hierüber geben Versuche von Dr.-Ing. Rühle wertvolle Aufschlüsse.

Überwiegend in der Zahl sind die Beiträge aus der Sowjetunion und den Ostblockstaaten. Das gibt dem Buch ein eigenes Gepräge. Die auf „Erhöhung der gesellschaftlichen Produktionskraft“ (S. 54) zielenden Ideologien finden in der Fertigbetonbauweise neben unwägbaren Fortschrittlichkeit vor allem die Möglichkeit, das Bauen zu industrialisieren, also wesentlich in die Fabrik zu verlegen, die Montage mit dem Fabrikbetrieb gleichzuschalten und so die Bauwirtschaft zu kollektivieren. Bedeutende Vertreter staatlicher Institute berichten über Typung der Bauten und der Einzelelemente, über Fließbandfertigung, Transport und Montage, über Schwierigkeiten sowie über Erfolge, die teils mit großen Aufwendungen staatlicher Mittel und unter staatlicher Lenkung die Industrialisierung des Bauens bereits erzielte.

An die Folgen einer bis auf das Äußerste ohne Rücksicht auf die Gefahr seelenloser Vermassung durchgeführten Typung mahnen die Ausführungen von Prof. Dr. Henn, die als Referat über „Das Gestalten von und mit Stahlbetonfertigteilen“ am Anfang des Buches stehen. Diese in geschliffenem Sprachstil dargebotenen Gedanken führen zur Besinnung auf geistige Werte, die den Vorrang beanspruchen vor einem nur materiell ausgerichteten technischen Fortschritt. Sie runden den Inhalt des Buches ab, das einen wertvollen Beitrag zum gegenwärtigen Stand der Fertigbetonbauweise leistet.

F. Vaessen, Essen.

DK 624.2/.9 : 624.04 : 061.2 (100/IV BH (22) = 20 = 30 = 40

Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Bd. 19 (franz., dtsch., engl.). Herausgegeben vom Generalsekretariat in Zürich. VIII u. 296 S., 17 × 24 cm, mit 168 Abb. Zürich: Verlag Leemann 1959. Preis: 40,— SFr.

Der 19. Band der IVBH enthält 15 Abhandlungen aus 12 Ländern. Im Rahmen dieser Besprechung kann allerdings auf die einzelnen Arbeiten nur kurz hingewiesen werden.

Die Aufsätze lassen sich in etwa in 5 Themengruppen unterteilen:

1. Fachwerktheorie (3 Arbeiten).
2. Schalentheorie (3 Arbeiten).
3. Beiträge zur Berechnung und Konstruktion von Brücken (4 Arbeiten).
4. Plattentheorie (2 Arbeiten).
5. Verschiedenes (3 Arbeiten).

1. Fachwerktheorie. Prof. Asplund (Schweden) behandelt die Berechnung beliebiger Fachwerke nach der Theorie 1. Ordnung mittels Matrizen (u. a. Verfahren nach Culmann und Ritter, Williot-Verschiebungsplan, Kräfteplan nach Maxwell, Stabvertauschungsverfahren nach Henneberg).

Im 2. Beitrag zur Fachwerktheorie befaßt sich Prof. Kuang-Han Chu (USA) mit der Theorie 2. Ordnung und untersucht die sekundären Biegespannungen, die Stabdrehwinkel und die Knicklasten von Fachwerkstäben.

Schließlich geben die Engländer Jaeger und Chilver im 3. Aufsatz dieser Abteilung ein Verfahren an, um ein Fachwerk zu konstruieren, das geforderte vorgegebene Durchbiegungen aufweist.

2. Schalentheorie. 2 Arbeiten befassen sich mit Problemen, die bei der Berechnung von Zylinderschalen auftreten.

Dr. Holand (Norwegen) wendet die Donnell'sche Theorie der Kreiszyklinderschalen zur Ermittlung der Randstörungen am gekrümmten Rand an, während Prof. Lee (USA) die Biegetheorie von Zylinderschalen, die teilweise belastet sind, mittels doppelt trigonometrischen Funktionen entwickelt.

Die Berechnung der aussteifenden Ringträger von dünnen Rotationsschalen behandelt der Aufsatz von G.-A. Oravas (Kanada).

3. Zur Theorie und Konstruktion von Brücken. Der Beitrag der Japaner, Prof. Konishi, Komatsu und Fukumoto, befaßt sich mit der Erfassung des Kräftefeldes von durchlaufenden Kastenträgerbrücken. Die theoretischen Grundlagen werden durch experimentelle Ergebnisse überprüft.

Die zweite japanische Arbeit von Prof. Naruoka und Ohmu enthält einen Abriß der Berechnung von schiefen Balkenbrücken mittels der Differenzenmethode auf Grund der Theorie der ortotropen Parallelogrammplatte.

Im dritten Beitrag dieses Abschnittes befassen sich die Engländer Little und Rowe mit der Wirkung von Randversteifungen und exzentrischer Quervorspannung. Nach einer kurzen theoretischen Einführung, die auf frühere Arbeiten aufbaut, teilen sie die Meßergebnisse von Modellversuchen mit.

Schließlich behandelt Prof. Koloušek (Tschechoslowakei) in der letzten Arbeit dieser Themenreihe die Schwingungen von Brücken in durchlaufenden Hauptträgern. Die theoretischen Ergebnisse der dynamischen Wirkung einer Zweizylinderlokomotive werden mit experimentellen Werten verglichen.

4. Plattentheorie. Prof. Massonnet (Belgien) beschäftigt sich mit der Berechnung der orthotropen Platten und Zylinderschalen mit einseitigen Aussteifungen und unterzieht insbesondere die Ermittlung der Steifigkeitskonstanten einer kritischen Betrachtung.

Werfel (Israel) gibt in seinem Artikel eine neue physikalische Erklärung für die Randbedingungen bei dünnen Platten, um den in der klassischen Theorie enthaltenen Widerspruch zu beseitigen.

5. Verschiedenes. Prof. El-Demirdash (Ägypten) behandelt den durchlaufenden Rahmenträger (Vierendeel-) und vergleicht die Näherungsergebnisse, die sich für das System bei Einführung von Gelenken in den Stabmitten ergeben, mit den Werten einer strengen Berechnung.

An Hand von 2 Versuchsreihen weist Dr. Kuzmanović (Jugoslawien) nach, daß das Tragvermögen eines nach dem Traglastverfahren berechneten durchlaufenden Trägers in bestimmten Fällen überschätzt wird.

Es bleibt noch der Aufsatz des Präsidenten der IVBH, Prof. Stüssi, zu erwähnen, der sich mit den Relaxationsvorgängen von Stahldrähten befaßt. Das vorgeschlagene Gesetz für diese Langzeitvorgänge wird durch Versuche bestätigt und es zeigt sich, daß die Relaxation im allgemeinen unterschätzt wird.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß durch die ausgewählten Beiträge ein aufschlußreicher Einblick in die Forschung der verschiedenen Länder gewährt wird. Dem interessierten Leser wird das Studium dieser Arbeiten manche wertvolle Erkenntnisse vermitteln und Anregung und Anlaß zu weiteren Untersuchungen sein.

P. Stein, Oberhausen-Sterkrade.

DK 624.15 : 624.131 (075.8)

Plagemann, Dipl.-Ing. W., und Dipl.-Ing. W. Langne. **Die Gründung von Hoch- und Ingenieurbauten.** XII u. 405 S., 16,2 × 22,7 cm, mit 245 Abb. Leipzig: 1959. Gzln. 29,40 DM.

Die Verfasser haben es sich zur Aufgabe gemacht, auf dem beschränkten Raum von rd. 400 Seiten einen Überblick über den heutigen Stand des Grundbaues zu geben. Gegenüber dem Grundbautaschenbuch, das in ausführlicherer Weise die für die Praxis notwendigen Angaben liefert, gibt das vorliegende Werk als Lehrbuch für Studenten und als Leitfaden für junge Bauingenieure einen systematischen Überblick über das Gesamtgebiet, bei dem sich die gebotene Kürze gut ausgewirkt hat. Die Darstellung enthält bei aller Gedrängtheit unter Verzicht auf überflüssige Einzelheiten einen instruktiven Überblick über die wesentlichen Fragen, die mit der Gründung von Hoch- und Ingenieurbauten zusammenhängen, namentlich einen Abriß über den Baugrund, und im weiteren Abschnitt über Baugrunderkundung, Spundwände, Gründungen im Trockenen, Gründungen im Nasen, Stützmauern und Widerlager, Verstärkungs- und Unterfangsarbeiten und über besondere Gründungen bei setzungsgefährdeten und dynamisch beanspruchten Bauwerken. Wenn auch der Umfang der herangezogenen Literatur sich etwas zu fällig auf diejenigen (meist deutschen) Veröffentlichungen beschränkt, welche den Verfassern gerade zur Verfügung standen haben, so enthält das Buch doch kaum irgendwelche Lücken. Die Darstellung ist flüssig und daher vom Leser leicht aufzunehmen. Es wird nicht nur auf die konstruktiven Grundsätze eingegangen, sondern auch ein großer Teil der Ausführungen der statischen Berechnung gewidmet. Hierbei haben sich die Verfasser bemüht, dem heutigen Stand der Erkenntnisse gerecht zu werden. An einzelnen Punkten hätte hier vielleicht eine eingehendere Unterrichtung über den Stand der Dinge im Ausland die Auffassungen etwas geändert. Bei den Unsicherheiten, die erdstatischen Berechnungen zugrunde liegen, schwankt die Beurteilung der einzelnen Verfahren naturgemäß. Man sollte aber z. B. die Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen mit Hilfe der Erddruckverfahren, die in DIN 1054 ausdrücklich verboten ist, nicht mehr sonderlich hervorheben. Trotz des Grundbautaschenbuches füllt das Werk eine seit langer vorhandene Lücke und kann daher allen denjenigen, die mit Gründungen zu tun haben, auf das wärmste empfohlen werden.

E. Schultze, Aachen.

K 624 : 531.3 : 539.2/.3 : 539.501 (022)

Olszak, W.: IUTAM, Symposium der International Union of theoretical and Applied Mechanics: **Non-Homogeneity in Elasticity and Plasticity.** (Inhomogene Probleme der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie.) XXIV u. 528 S., 15,5 × 25 cm, mit zahlreichen Abbildungen. London/New York/Paris/Los Angeles: Pergamon Press 1959. Geb. £ 5.— (\$ 15.—).

Dieser Sammelband enthält 55 Vorträge (darunter allein 19 aus Polen und 15 aus anderen östlichen Ländern), die im September 1958 auf einem Symposium in Warschau gehalten wurden, zu dem von der Internationalen Vereinigung für Theoretische und Angewandte Mechanik (IUTAM) und der Polnischen Akademie der Wissenschaften eingeladen worden war. Ein deutscher Beitrag ist nicht enthalten, woraus wohl nicht, wie im Vorwort des Buches, geschlossen werden darf, daß in den nichtbeteiligten Ländern keine Arbeit auf diesem Gebiet geleistet worden sei. Man erhält aus diesem Buch wertvolle Informationen über den Stand der Forschung über solche Probleme hauptsächlich aus der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie, bei denen die Inhomogenität von Werkstoffen oder Bauteilen berücksichtigt werden muß. Naturgemäß weichen Ziele und Darstellungsweisen der einzelnen Aufsätze stark voneinander ab. Während einige Verfasser grundlegende Betrachtungen theoretischer Art bringen, befassen sich andere mit unmittelbaren Anwendungen auf technische Probleme. Die Aufsätze sind in folgende Hauptgruppen unterteilt: Elastizität, Plastizität, Geologie, Dynamik und Wellenfortpflanzung sowie statistische und Mikro-Nichthomogenität und Verschiedenes.

Aus der Fülle der Beiträge seien nur einige, vor allem den Bauingenieur interessierende herausgegriffen: Giangreco (Neapel) und Łazkowski (Warschau) behandeln nichthomogene, isotrope elastische Medien mit variabler Steifigkeit. In der Diskussion wird auf die Ähnlichkeit dieser Arbeiten mit solchen von Gran Olsson hingewiesen. Orsz (Jassy) behandelt die Torsion zylindrischer elastischer Stäbe, die aus mehreren Querschnitten orthotropen Materials zusammengesetzt sind, mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion. Prager (Prag) gibt ein graphisches Verfahren, mit dem man die Versteifung in einer in ihrer Ebene belasteten Stahlbetondecke so anordnen kann, daß die optimale Tragfähigkeit erreicht wird. Eine Arbeit von Mróz (Warschau) befaßt sich mit dem Entwurf nichthomogener orthotroper Platten mit Rücksicht auf optimale Tragfähigkeit und optimale Verteilung der Bewehrung. Die Eulerschen Gleichungen eines Variationsproblems werden für spezielle Kreis- und Rechteckplatten gelöst.

Odquist und Mellgren (Stockholm) untersuchen den Einfluß der Nichthomogenität des Materials auf die Ergebnisse von Kriechversuchen. Kuranishi (Tokio) untersucht die Biegung und Stabilität von Sandwichbalken und -platten mit von Spannung, Temperatur und Zeit abhängigen, das Kriechverhalten charakterisierenden Faktoren. Bychawski und Piszczek (Krakau) behandeln die Schrumpfformung in nichthomogenen Kreiszylindern. Als Beispiel wird ein Stötzylinder mit Stahlkern untersucht. Zyczkowski (Krakau) behandelt die Knickung durch Kriechen für homogene und nichthomogene Stäbe. Als Beispiel wählt er einen Stab, der entsprechend dem ersten Eulerfall belastet und dessen Materialverhalten durch das Maxwellsche Gesetz mit längs der Stabachse veränderlichen Konstanten charakterisiert ist.

Drei Arbeiten befassen sich mit bodenmechanischen Problemen: Urban (Prag) behandelt den nichtlinearen und nichthomogenen Balken unter besonderer Berücksichtigung der Setzung von Bauwerken. Er nimmt an, daß der Elastizitätsmodul von den Koordinaten der Spannungsponenten abhängt. Sobotka (Prag) und Zymański (Warschau) untersuchen das Grenzgleichgewicht nichthomogener Böden. Sie nehmen an, daß Kohäsion und innere Reibung Funktionen des Ortes sind oder daß sich der Reibungswinkel am selben Ort mit der Normalspannung ändert. Das Grenzgleichgewicht wird jeweils durch zwei partielle Differentialgleichungen hyperbolischen Typs für zwei Spannungsfunktionen beschrieben, die mit numerischen Differenzverfahren integriert werden.

Schließlich sei noch eine zusammenfassende Arbeit von Olszak und Urbanowski (Warschau) erwähnt, die einen Überblick über theoretische und experimentelle Forschung über plastische Inhomogenität vor allem in den östlichen Ländern vermittelt.

K. A. Reckling, Berlin.

K 624.131 (022 : 024) = 945.11

Kézdi, Árpád Dr.-techn.: **Talajmechanika** (Bodenmechanik). Lehr- und Handbuch für Studium und Praxis. 2. Aufl. 618 S., 3,5 × 23,5 cm, mit 558 Abb. Budapest: Tankönyvkiadó (Lehrbuchverlag) 1959.

Von dem 1. Band dieses umfangreichen Werkes über die Bodenmechanik, dessen 1. Auflage in dieser Zeitschrift besprochen wurde, ist inzwischen die 2. erweiterte Auflage erschienen. In dem Kapitel über die Struktur der Böden wurden, ausgehend von den Atomen und den Tonmineralien, die neuesten Auffassungen über den Aufbau von Ton im Hinblick auf die Bodenstabilisierung, Bodenverfestigung und auf die Probleme der Scherfestigkeit neu erörtert. Ebenfalls neu aufgenommen wurden die Besprechungen typisch ungarischer Bodenprofile, einige neuere Ergebnisse von Forschungen über die Wasserbewegung im Boden, die Behandlung der Spannungen im Boden und Untersuchungen mit Löß. Die Scherfestigkeit wird nach neuesten Auffassungen behandelt. Ein Abschnitt über den Einfluß der Zeit auf die Scherfestigkeit wurde hinzugefügt. Dafür ist manches weggelassen worden, was die Versuche zur Ermittlung der bodenphysikalischen Kennziffern angeht, da diese Fragen in einem anderen Buche des Verfassers (Bodenmechanisches Praktikum) ausführlich und systematisch behandelt werden sollen. Im 2. Teil des Bandes, der sich mit der theoretischen Bodenmechanik befaßt, wird die Rankinesche Theorie ausführlicher beschrieben und insbesondere der Ruhedruck eingehend behandelt. Neu sind u. a. einige Untersuchungen über den Erddruck und die Wandbewegung, über achsensymmetrische Erddruckprobleme, die Sicherheit von Böschungen und eine kritische Behandlung der Tragfähigkeitstheorien von Terzaghi und Meyerhof. Bei der Behandlung des Erddrucks wurden wesentliche Erweiterungen vorgenommen, insbesondere auch die Theorien von Brinch-Hansen und von Sokolovski gebracht. Die Quellenangaben wurden entsprechend ergänzt. Im übrigen kann auf die anerkennende Beurteilung des Buches anläßlich der 1. Auflage verwiesen werden.

E. Schultze, Aachen.

DK 624.154.34.001.5 : 69.058 : 624.384 (023)

Muhs, H.: **Versuche mit Bohrpfehlen.** 100 S., 15 × 21 cm, mit 53 Abb. Wiesbaden: Bauverlag 1959. Brosch. 12,— DM.

Die 100 Seiten umfassende Schrift ist ein genauer Bericht über Versuche, die der bestens bekannte Verfasser (in willkommener Fortsetzung der bekannten Lastplattenversuche der Degebo) mit Lorenz-Pfehlen in Bremerhaven im Jahre 1957 als wissenschaftlicher Leiter für die Firma Lorenz, Lübeck und Iserlohn, durchführen und auswerten konnte.

So ist es verständlich und begrüßenswert, daß mit diesem Bericht eine wohl erschöpfende Darstellung des Bohrpfehlens mit Fuß, seiner Herstellung und der Belastungsversuche gegeben wird, ausgezeichnet durch hervorragende Abbildungen. Neben den Versuchen in Bremerhaven sind ältere Pfehlbelastungsversuche in Kiel, Breslau, Hamburg und Lübeck zum Vergleich herangezogen, wobei als wichtiges Ergebnis festgestellt werden konnte, daß es bei Berücksichtigung der Lagerungsverhältnisse durchaus möglich ist, die in Sandböden erzielten Ergebnisse von Probelastungen auf andere Plätze zu übertragen. Auch der 1958 in Berlin durch Zusetzen von Kies und Mörtel im lockeren Sand anstatt im ausgeschnittenen Kugel-Hohlraum hergestellte zylindrische Fuß mit kreisförmiger Fußfläche wird behandelt. Das Buch ergänzt in anschaulicher Weise die wenigen Angaben der DIN 1054 und dürfte dazu beitragen, den Bauaufsichtsbehörden die Vergleichsmöglichkeit für die jeweiligen örtlichen Verhältnisse zu erleichtern. Gerade das ist der Vorteil der Darstellung auch anderer Versuche, wenngleich sie nur auf den letzten 10 Seiten behandelt sind.

E. Bachus, Frankfurt/M.

DK 628.8 : 697.9 : 612.014.43 (022)

Raiß, W.: **H. Rietschels Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik.** Vierzehnte verbesserte Auflage. Mit einem Abschnitt Wärmephysiologische und hygienische Grundlagen von F. Roedler. XII u. 606 S., 20 × 27,5 cm, mit 547 Abb., 43 Zahlen- und 2 Bildtafeln sowie Arbeitsblättern 1—15. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1960. Geb. 79,50 DM.

Die 14. Auflage enthält gegenüber der 1958 erschienenen 13. Auflage eine Reihe von Ergänzungen und Verbesserungen. Der Abschnitt „Wärmephysiologische und hygienische Grundlagen“ wurde von Prof. Roedler auf Grund der zwischenzeitlich gewonnenen wissenschaftlichen Erkenntnisse neu gefaßt, um dem Leser einen geschlossenen Überblick über den derzeitigen Stand zu geben und ihm die Wahl der geeigneten Anlage auch in kritischen Fällen zu erleichtern. Die Anforderungen an Lüftungstechnische Anlagen sind auf die neue Fassung der VDI-Lüfungsregeln — DIN 1946 — und die Unterlagen für die Berechnung Lüftungs- und klimatischer Anlagen durch Behandlung der Strömungsvorgänge im freien Strahl und die Bestimmung der Heiz-, Kühl- und Luftleistungen von Klimaanlage ergänzt worden, wobei die auf amerikanischen Forschungen beruhenden Hilfswerte zur Kühllastberechnung von Gebäuden auf die deutschen raum- und außenklimatischen Bedingungen umgerechnet werden. Ferner sei noch die Aufnahme eines weiteren Arbeitsblattes (Hilfstafteln) zur Bemessung der Heizflächen von Wärmeaustauschern erwähnt. Darüber hinaus haben aber auch die übrigen Abschnitte eine zeitgemäße Überarbeitung erfahren.

Die vorgenommenen Ergänzungen und Verbesserungen sind besonders dazu angetan, den Leserkreis des Lehrbuches zu erweitern, das nicht nur dem Fachingenieur die notwendigen Kenntnisse vermittelt, sondern auch dem Bauschaffenden die Zusammenhänge des Fachgebietes mit dem Bauwesen schlechthin aufzeigt.

W. Spillhagen, München.

DK 628.84 : 629.1.06 : 697.94 : 625.2 (023)

Baur, H.: **Hochdruck-Klimaanlagen in Gebäuden und Schienen-Fahrzeugen.** 49 S., 14,8 × 21 cm, mit 22 Abb. Berlin: Haendchen u. Jäh 1959. Brosch. 4,60 DM.

In einigen Diesel-Triebzügen der Bundesbahn sind Hochdruck-Klimaanlagen eingebaut worden. Je Wagen wird eine Luftmenge von 900 m³/h zugeführt, was einer Luftfrate pro Person von 30 m³/h entspricht.

Beim Hochdruck-System wird die Luft im Kanalnetz mit Geschwindigkeiten von 15 bis 25 m/s gefördert. Es ergeben sich also kleinere Querschnitte als bei den üblichen Lüftungskanalnetzen, dafür

müssen höhere Druckverluste in Kauf genommen werden. Das Klimagerät mit Kältemaschine ist im Bodenwanneerraum untergebracht; in den Abteilen, deren Fenster nicht mehr geöffnet werden können, befinden sich Klimakonvektoren, in denen die aufbereitete Zuluft aus Düsen ausströmt. Die injizierte Raumluft wird im Konvektor je nach Bedarf erwärmt oder gekühlt.

Der Verfasser beschreibt im wesentlichen die Anlage und gibt eine Übersicht über die Bauart der Klimakonvektoren, die z. B. auch in Büro-Hochhäusern zur Anwendung gekommen sind.

H. Lenz, Berlin.

Neuerscheinungen

Schallück, W.: Die Fachprüfung in den Bauberufen Maurer, Betonbauer, Stukkateure, Fliesenleger. 350 S., 11 × 15,7 cm mit zahlr. Abb. Essen: Girardet 1960. Flex. Plastikeinb. 10,80 DM. — Das vorliegende Buch soll in erster Linie der Vorbereitung auf die Facharbeiter-, Gesellen- und Meisterprüfung dienen. Es eignet sich besonders für Maurer, in gewissem Umfang auch für Betonbauer, Stukkateure und Fliesenleger.

Schriften des Deutschen Verbandes für Wohnungswesen, Städtebau und Raumplanung, Köln. Heft 48: Neue Städte (Bibliographie). Stand Ende Mai 1960. 39 S., 21 × 29,5 cm (Schreibmaschinendruck).

Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, Berlin. Nr. Statistische Methoden der Hydrographie. Untersuchungen zum langjährigen Abflußverhalten der Elbe. VIII u. 168 S., 16,5 × 23 cm, 44 Abb. Berlin: VEB Verlag Technik 1959. 7,— DM. — Inhalt: 1. griffe und Verfahren aus der statistischen Mathematik. — Häufigkeitsverteilungen und Dauerlinien der Tagesabflüsse 50jähriger Reihen. — 6 Elbepegel. — Methoden der Hochwasserhäufigkeitsanalyse. — Hochwasserwahrscheinlichkeit der Elbe. — Methoden der Niedrigwasserstatistik. — Die Hochwasserschutzwürdigkeit. Vorschlag eines Messungsverfahrens für Hochwasserschutzanlagen.

Efsen, A., u. O. Glarbo: Experiments on Concrete Bars. I. Expansions during storage in Climate Room. Prog. Rep. K 1. Herausgegeben vom Danish National Institute of Building Research at the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete. 38 S., 21 × 29,7 cm, mit 4 Abb. u. zahlr. Tabellen (Fotodruck, englisch). Kopenhagen 1960. Brosch. 12,— DKr.

Dörhöfer, P.: Ölfeuerung für Zentralheizung und Warmwasserbereitung in Etagenwohnung und Eigenheim. Gesetzliche Bestimmungen und Hinweise, Planung und Berechnung. 113 S., 11,5 × 18,5 cm mit 82 Abb. Lochham/München: Dr. E. Gans 1959. Brosch. 8,50 DM.

Verschiedenes

4. Internationaler Spannbetonkongreß 1962

In Rom und Neapel wird vom 27. Mai bis 2. Juni 1962 der 4. Internationale Spannbetonkongreß stattfinden

Themen:

I. Forschungsergebnisse unter besonderer Berücksichtigung von Beständigkeit und Ermüdung.

II. Baupraktische Fragen (Schwierigkeiten und Lösungsmöglichkeiten).

III. Die Wirtschaftlichkeit von Spannbeton unter Berücksichtigung von Vorschriften, Sicherheit, teilweiser Vorspannung, Leichtbeton usw.

IV. Fortschritte auf dem Gebiete der fabrikmäßigen Vorfertigung und Normung der Einzelteile.

V. Hervorragende Spannbetonbauwerke: a) Brücken, Viadukte und Hochstraßen; b) Hochbauten und sonstige Bauwerke.

Alle Beiträge zu den Themen I bis IV werden vorher gedruckt und den Teilnehmern übersandt. Sie müssen in einer der Verhandlungssprachen (Deutsch, Englisch, Französisch, Italienisch, Spanisch und Russisch) abgefaßt und mit einer Zusammenfassung in allen Sprachen ausgestattet sein.

Manuskripte sind bis 1. Juli 1961, kurze Inhaltsangaben bis zum 1. November 1960 an den Deutschen Betonverein Wiesbaden, Postfach 543, zu senden.

Internationales Seminar für Industriebau

Der Polnische Architekten-Verband hält in Zusammenarbeit mit der Internationalen Architekten-Union Anfang Oktober in Warschau ein Internationales Seminar für Industriebau ab. Es wird je ein Vertreter aus Frankreich, England, Italien, Schweden, Westdeutschland und der Sowjetunion sprechen. Für Westdeutschland wird Prof. Dr.-Ing. Walter Henn, Technische Hochschule Braunschweig, einen Vortrag über die Probleme des deutschen Industriebaus halten.

Zuschrift

zum Aufsatz: G. Czerwenka: Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre. Bauingenieur 34 (1959), Heft 11, S. 437. — Auf Seite 441 muß es im linken Teil der Abb. 8 heißen:

$$\sigma_{cr} = KE \frac{t}{r} \quad \text{statt} \quad \sigma_{cr} = KE \frac{r}{t}$$

Im rechten Teil der Abb. 8 bei der Angabe der Ordinate

$$\Delta K \quad \text{statt} \quad \Delta \sigma_{cr},$$

wobei

$$\Delta \sigma_{cr} = \Delta KE \frac{t}{r} \quad \text{sei.}$$

Ebenfalls heißt es in der 5. Zeile unter der Abb. 8:

$$\sigma_{crit} = 0,606 E \frac{t}{r} \quad \text{statt} \quad \sigma_{crit} = 0,606 E \frac{r}{t}.$$

G. Czerwenka, Bremen.

Zuschrift

zum Beitrag K. Fischer: Zur linearen Zunahme der Steifeszahlen des Baugrundes mit der Tiefe. Bauingenieur 34 (1959) H. S. 473.

In seinem Aufsatz benutzt der Verfasser die Steifeszahlen von 14 Proben aus 2 Bohrungen und kommt nach Vereinfachung zu der angenäherten Aussage, daß die Steifeszahl des Bodens um 2 kg/cm² je m Tiefe anwächst. Dabei enthalten die untersuchten Bohrprofile die verschiedensten Bodenarten, nämlich Ton, Feinsand und Kies. Es wird behauptet, daß über die Schichten die Steifeszahl gleichförmig von der Tiefe abhängt. Das ist aber nicht möglich. Selbst wenn statt der Tiefe richtig der wirksame Überlagerungsdruck eingesetzt wird, erkennt man beim Vergleich der Drucksetzungslinien verschiedener Bodenarten, wie stark die Steifeszahl von der Bodenart beeinflusst wird. Man darf sie also nicht über mehrere Schichten mitteln, wie in dem Aufsatz geschieht.

Prof. Dr.-Ing. E. Schultze, Aachen.

Erwiderung

In seiner Zuschrift hat Herr Professor Dr.-Ing. E. Schultze Aachen, eine lineare Ausgleichung der E-Zahlen von Bodenschichten der Tiefe nach als unzulässig erklärt. Dazu möchte der Verfasser seine Stellungnahme darlegen.

Ein Vergleich zahlreicher Bohrprofile mit eingetragenen Zahlen führt zu folgender allgemeinen Einteilung des Baugrundes.

1. Ungleichartiger Baugrund

Bei dieser häufig vorkommenden Gruppe zeigen die Profile wechselnde Schichten mit großen Schwankungen der E-Zahlen. In den obersten Schichten kann die E-Zahl konstant sein, ja sogar mit zunehmender Tiefe abnehmen.

2. Gleichartiger Baugrund

Die Schichten sind nahezu gleichartig, die E-Zahlen schwanken nur wenig, der Baugrund ist angenähert isotrop.

Nun sind gerade die obersten Schichten maßgebend für den Hauptanteil der Setzungen, wie aus jedem Schaubild der letzten rechten Spannung hervorgeht. Bei der Berechnung der Setzungen eines Grundkörpers sind daher die Teilssetzungen der einzelnen Schichten zu ermitteln, ihre Summe ergibt die Gesamtsetzung. Im 1. Fall ist also eine Ausgleichung der E-Zahlen keinesfalls zulässig. Im 2. Fall sind die elastischen Eigenschaften des Baugrundes angenähert gleichmäßig, so daß eine Ausgleichung der E-Zahlen wohl in Betracht kommt. Dies gilt besonders bei großen Grundkörpern, deren Druck in erhebliche Tiefe reicht. Dann ist die Berechnung der Setzung nach Fröhlich (1) Abschnitt XI. 36 ausführbar.

Eine lineare Ausgleichung der E-Zahlen ist also keineswegs allgemein zulässig. In dem Bericht des Verfassers mußte die obige Erörterung wegen Raumersparnis entfallen. Sie war für einen folgenden Beitrag über die Berechnung der Setzung einer starren Kreisplatte auf einer Unterlage mit linearer Zunahme der E-Zahl vorgesehen. Durch die vorliegende Ergänzung dürfte eine unrichtige Auffassung ausgeschlossen sein.

K. Fischer, Wien.

Vor kurzem erschien:

Stresses in Shells

By Dr.-Ing. WILHELM FLÜGGE,

Professor of Engineering Mechanics,
Stanford University

Mit 244 Abbildungen. XII, 499 Seiten Gr.-8°. 1960.

(In englischer Sprache)

Ganzleinen DM 58,80

CONTENTS

General Properties of Stress Systems in Shells: Definitions. Membrane Forces in Arbitrary Directions. Transformation of Moments · Direct Stresses in Shells of Revolution: General Differential Equations. Loads Having Axial Symmetry. Shells of Constant Strength. Loads without Axial Symmetry. Deformations · Direct Stresses in Cylindrical Shells: Statically Determinate Problems. Deformations. Statically Indeterminate Structures. Polygonal Domes. Folded Structures · Direct Stresses in Shells of Arbitrary Shape: Conditions of Equilibrium. Elliptic Problems. Hyperbolic Problems. Membrane Forces in Affine Shells · Bending of Circular Cylindrical Shells: Differential Equations. Solution of the Inhomogeneous Problem. Loads Applied to the Edges $\kappa = \text{const.}$ Loads Applied to the Edges $\phi = \text{const.}$ Cylindrical Tanks and Related Problems. Anisotropic Shells. Folded Structures · Bending Stresses in Shells of Revolution: Differential Equations. Axially Symmetric Loads. Solution for the Higher Harmonics · Buckling of Shells: Introduction. Cylindrical Shell. Spherical Shell · Appendix: Forces and Deformations in Circular Rings · Bibliography · Index.

ZUR INFORMATION

Dieses Buch ist von einem Ingenieur und für Ingenieure geschrieben. Es enthält eine einheitliche Darstellung der Grundlagen der Schalentheorie, die dem Forscher auf diesem Gebiete einen Ausgangspunkt für sein eigenes Werk geben soll, und es gibt die Lösungen vieler Schalenprobleme in solcher Ausführlichkeit, daß sie ohne zusätzliche Forschungsarbeit auf technische Tagesfragen angewandt werden können. Der Gegenstand dieses Buches ist wesentlich mathematisch; es ist jedoch darauf geachtet worden, daß die benutzten mathematischen Hilfsmittel nirgends über den zur Erreichung des Zieles nötigen Umfang hinausgehen. Vertrautheit mit linearen, gewöhnlichen Differentialgleichungen ist für das Verständnis des Buches unerlässlich. In einigen Teilen wird von den Grundbegriffen der Theorie partieller Differentialgleichungen Gebrauch gemacht.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Heizöl-Handbuch für Industriefeuerungen

Von Oberingenieur WERNER HANSEN, Hamburg.

Mit 257 Abbildungen. XV, 369 Seiten und 27 Seiten
Industrieanzeigen Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 31,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Trotz dem tiefen Eindringen in die Materie, oft in kleinste Details, werden auch gleichzeitig alle ein-
führenden Grundkenntnisse der Chemie und Feuer-
ungstechnik mitbehandelt, so daß das Buch auch ruhig
einem Nicht-Wärmetechniker in die Hand gegeben
werden kann. Der wissenschaftliche Techniker mag
manchmal kaufmännische Belange übersehen. Das
Heizöl-Handbuch kann auch hier als vorbildlich be-
zeichnet werden, denn neben der technischen Praxis
läuft die kaufmännische Betrachtung stets parallel...
Allen Technikern, Konstrukteuren, ja auch Kauf-
leuten, die mit Öl zu tun haben, wäre zu empfehlen,
eine Fachbuchhandlung aufzusuchen, sich das Werk
vorlegen zu lassen und darin zu blättern. Die Fort-
setzung folgt dann im eigenen Büro, und das Buch
wird dann immer wieder zur Hand genommen wer-
den, vom reservierten Platz der unentbehrlichen
Stammbücher...“

Gas — Wasser — Wärme

Die Wasserheizung

Warmwasser-
und Heißwasser-Heizungsanlagen

Ein Lehr- und Nachschlagebuch

Von Obering. LUDWIG KOPP, VDI, Hannover

Mit 226 Abbildungen und 24 Arbeitsblättern.

XVI, 311 Seiten Gr.-8°. 1958.

Ganzleinen DM 28,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Der Springer-Verlag legt hier ein Werk vor, das der
Autor unter dem Eindruck geschrieben hat, dem Man-
gel einer umfassenden Gesamtdarstellung dieses Ge-
bietes im deutschsprachigen Schrifttum abzuhelpen.
Daß diese Aufgabe in überzeugender Weise gelöst
wurde, wird schon beim flüchtigen Durchblättern
offenbar; welche Frage man sich auch stellen mag, es
wird in jedem Falle eine Antwort gegeben, die oft bis
in wissenschaftliche Details geht.“

Das Werk wird zweifellos die von Kopp bemängelte
Lücke schließen und es besteht kein Zweifel, daß es
die vom Autor erhoffte gute Aufnahme sowohl beim
in der Praxis stehenden Ingenieur als auch beim
Studierenden finden wird...“

oelfeuer technike

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



Raum und Kosten sparen –

dazu wollen die DELMAG-Dieselbären mit der patentierten Schlagzerstäubung verhelfen; sie befreien jede Baustelle von Kohle, Wasser, Preßluft und zusätzlichen Antriebsaggregaten. Einfache Mäkler genügen zu ihrer Führung: mit Hilfe eines Hängemäklers, der an einem Baggerausleger befestigt wird (Abb. oben), können selbst auf beengten Baustellen schnelle Rammfortschritte erzielt werden. Auch frei auf dem Pfahl reitend (Abb. links) rammt der DELMAG-Dieselbär: er wird an einem Aufsteckmäkler geführt und mit einem Kran- oder Baggerseil auf das Rammgut aufgesetzt. Über solche und ähnliche Einsatzmöglichkeiten informiert Sie unverbindlich:

DELMAG

DELMAG-Maschinenfabrik • Reinhold Dornfeld • Eßlingen a. N.

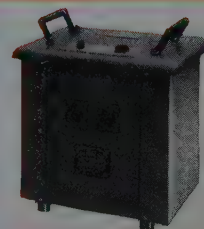


Für jede Schweißarbeit: Stufenlos die günstigste Stromstärke

liefert als erstes Gerät seiner Klasse der Siemens-Kleinschweißtransformator LR 4 v. Das ist deshalb von Bedeutung, weil bei zu hohem Schweißstrom der Lichtbogen leicht durchbrennt, starke Spritzverluste auftreten, schwer entfernbare Schlacke entsteht und weil zu geringer Schweißstrom schlechte Nahtform, Lunkerbildung sowie mangelhaften Einbrand verursacht. Das leistungsstarke Schweißgerät eignet sich ganz besonders zum Einsatz in Klein- und Mittelbetrieben, aber auch für Montageschweißungen auf Baustellen sowie für Heft- und Dünnbleischweißungen. Es ist tragbar und kann an jede Steckdose – 220 V oder 380 V – angeschlossen werden.

Wir unterrichten Sie gern über unser umfangreiches Schweißprogramm, das sich von der Schweißelektrode bis zum größten Schweißgerät erstreckt. Bitte wenden Sie sich an unsere nächste Geschäftsstelle.

Kleinschweißtransformator
LR 4 v
Max. Schweißstrom 180 A



SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AG



In Kürze erscheint:

Grundzüge der Strahlenschutztechnik

für Bauingenieure, Verfahrenstechniker, Gesundheitsingenieure, Physiker

Von Dipl.-Ing. THOMAS JAEGER, Berlin

Mit einem Geleitwort von Dr. EVERITT P. BLIZARD,
Director, Neutron Physics Division, Oak Ridge National Laboratory

Mit 224 Abbildungen. XVI, 392 Seiten Gr.-8°. 1960.

Ganzleinen etwa DM 46,50

Die biologische Gefährlichkeit der energiereichen Strahlungen ist eines der wichtigsten, der bei der Nutzung der Atomkernenergie in Industrie und Forschung auftretenden neuartigen Probleme. Grundsätzlich ist die befriedigende Lösung der Aufgaben des Strahlenschutzes der entscheidende Faktor für eine Nutzung der Atomkernenergie im Großmaßstab. — Das neuartige Gebiet der Strahlenschutztechnik fällt in erster Linie in den Aufgabenbereich des Bauingenieurwesens.

Das Buch bietet eine umfassende Darstellung der Grundzüge der Strahlenschutztechnik aus der Perspektive des Bauingenieurs. Nach einer Erläuterung der kernphysikalischen und strahlenbiologischen Grundlagen werden sämtliche praktischen Fragen der Strahlenschutztechnik detailliert behandelt. Die sorgfältig ausgewählten, sehr zahlreichen Schrifttumsangaben umfassen die gesamte einschlägige Report- und Zeitschriftenliteratur bis einschließlich des Jahres 1959.

INHALTSÜBERSICHT

Radioaktivität, Kernspaltung und Wechselwirkung von geladenen Teilchen, Gamma- und Neutronenstrahlung mit Materie · Strahlennachweisgeräte · biologische Strahlenwirkung, Strahlendosis und höchstzulässige Strahlenbelastung · Art, Energie und Intensität der von radioaktiven Präparaten, Kernreaktorsystemen und Partikelbeschleunigern emittierten Strahlung · strahlengeometrische Beziehungen · Experimentiereinrichtungen für Strahlenabschirmungsmessungen · Verfahren für die Berechnung der Abschwächung von Gamma- und Neutronenstrahlung · Wärmeerzeugung durch Strahlung · thermische Abschirmung von Kernreaktoren · Materialwahl, Entwurf und Ausführung biologischer Abschirmungen für stationäre und mobile Kernreaktoren · Entwurfsprinzipie für Radioisotopen-Laboratorien und Konstruktionsdetails von heißen Zellen · bautechnische Aspekte des Entwurfes von radiochemischen und pyrometallurgischen Trennanlagen und von technischen und medizinischen Bestrahlungsanlagen · Gestaltung der Abschirmung von Teilchenbeschleunigern · Methoden der Behandlung, Speicherung und Beseitigung radioaktiver Abfallstoffe aus Kernforschung und Kernenergie-Industrie, katastrophale Reaktor-Schadensfälle und ihre Konsequenzen · Sicherheitseinschluß von Forschungs- und Leistungsreaktoren in gasdichte Hallen, gasdichte und druckfeste Containerschalen und Felskammern.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Führende ausländische Spezialfirma sucht Verbindung mit leistungsfähigem Tiefbauunternehmen in der Bundesrepublik zwecks Ausführung von Spezialitäten auf dem Sektor

Ortsbetonpfähle

welche in diversen europäischen Ländern mit bestem Erfolg eingeführt sind.

In Frage kommt Beteiligung an einer zu gründenden deutschen Spezialunternehmung oder Zusammenarbeit auf Lizenzbasis.

Interessenten wenden sich unter „Der Bauingenieur 1150“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Cerinol



 ist ein Spezial-Zusatz
zu Mörtel und Beton

 macht Mörtel und Beton
dauernd wasserdicht

 ist bekannt und geschätzt
wegen seiner plastifizierenden Wirkung



BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEM. WERKE · DATTELN

Brunnen- und Schachtbau Wasserversorgung Tiefbohrungen
Kernbohrungen Rütteldruck-Verdichtungen Rüttelfußpfähle
Rüttelzugpfähle und -Anker Pfeilergründungen Stollenbau
Steinskelettbildung Tiefendrainagen Dammverdichtungen
Injektionsbohrungen Verpressungen Ungest. Proben im Sand
Grundwasserabsenkungen Bruchsteinbeton Unterwasserbeton



JOHANN KELLER

G. M. B. H.

FRANKFURT/MAIN
RENNEN/BADEN
HAMBURG
WILHELMSHAVEN

Betoplan ist die seit Jahren bewährte Sichtbeton-Vorsatzschalung aus hochwertigen, koch- und alkalifest verleimten Sperrhölzern mit Kunstharzoberflächenvergütung. Betoplan findet überall dort Anwendung, wo an Sichtbeton technisch hohe Ansprüche gestellt werden. Seine erprobten Eigenschaften ermöglichen die Herstellung von absolut fehlerfreiem Sichtbeton.

BETOPLAN

KLAUS ESSER

Kostenlose technische Beratung und Fachliteratur durch den ältesten und erfahrensten Sichtbetonfachmann der Bundesrepublik.

Klaus Esser KG, Düsseldorf 1, Postf. 2909

STELLENANGEBOTE

Diplom-Ingenieur

des Grund- und Wasserbaues von großem Dortmunder Industrieunternehmen zum baldigen Eintritt gesucht.

Ausführliche Bewerbungsunterlagen sind zu richten unter **PT 2382** an **WERBEG, Werbe- u. Anzeigengesellschaft, Dortmund, Friedhof 4.**

Beim Tiefbauamt der Stadtverwaltung Heidelberg ist die Stelle eines

Bauingenieurs

(Absolvent einer HTL)

zu besetzen. Gesucht wird eine Fachkraft für die konstruktive Planung und Ausführung von Bauvorhaben auf den Gebieten des Straßenbaus und der Stadtentwässerung.

Anstellung nach Gruppe V a TO. A; Probezeit 6 Monate. Bei Bewährung und Erfüllung der persönlichen Voraussetzungen ist die spätere beamtenrechtliche Anstellung vorgesehen.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Abschriften der Ausbildungs- und Beschäftigungsnachweise sind umgehend zu richten an

Stadtverwaltung Heidelberg

— Personalamt —

Für die selbständige Bearbeitung großer, interessanter Ingenieur-Baufaufgaben suchen wir einen tüchtigen

Statiker (TH)

Erfolg in Spannbeton und Flächentragwerken erwünscht,

einen tüchtigen

Konstrukteur (HTL)

mit Baustellen-Erfahrung (Eisenabnahme).

Interessenten wenden sich bitte an

**Ing.-Büro Karl A. Cronauer, München 13,
Heßstr. 3, Tel. 55 73 41**

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene, rammfähige

Stahlspundwände

mit einwandfreien Schloßern in den Fabrikaten „Larsen III“, „Hoesch III“ und „Krupp KN III“ in Längen zwischen 3 und 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE OHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Telefon: Iffezheim 277—278 / Fernschreiber Nr. 0784732

Für den Innen- und Außendienst unserer **Straßenbauabteilung** suchen wir einen tüchtigen

Ingenieur (TH od. HTL)

mit Interesse für Stadt- und Landstraßen-Projekte, einen

Vermessungstechniker

und einen

Meßgehilfen

für Aufnahmen und Ausarbeitungen.

Interessenten wenden sich bitte an

**Ing.-Büro Karl A. Cronauer, München 13,
Heßstr. 56, Tel. 55 73 41**

Anbiete

das Abschreiben statischer Berechnungen mit Spezial-Schreibmaschine,
die Anfertigung von Schreibmaschinenarbeiten auch in Englisch und Französisch.

Irene Blümel, Berlin-Lankwitz, Am Gemeindepark 24

Compakta

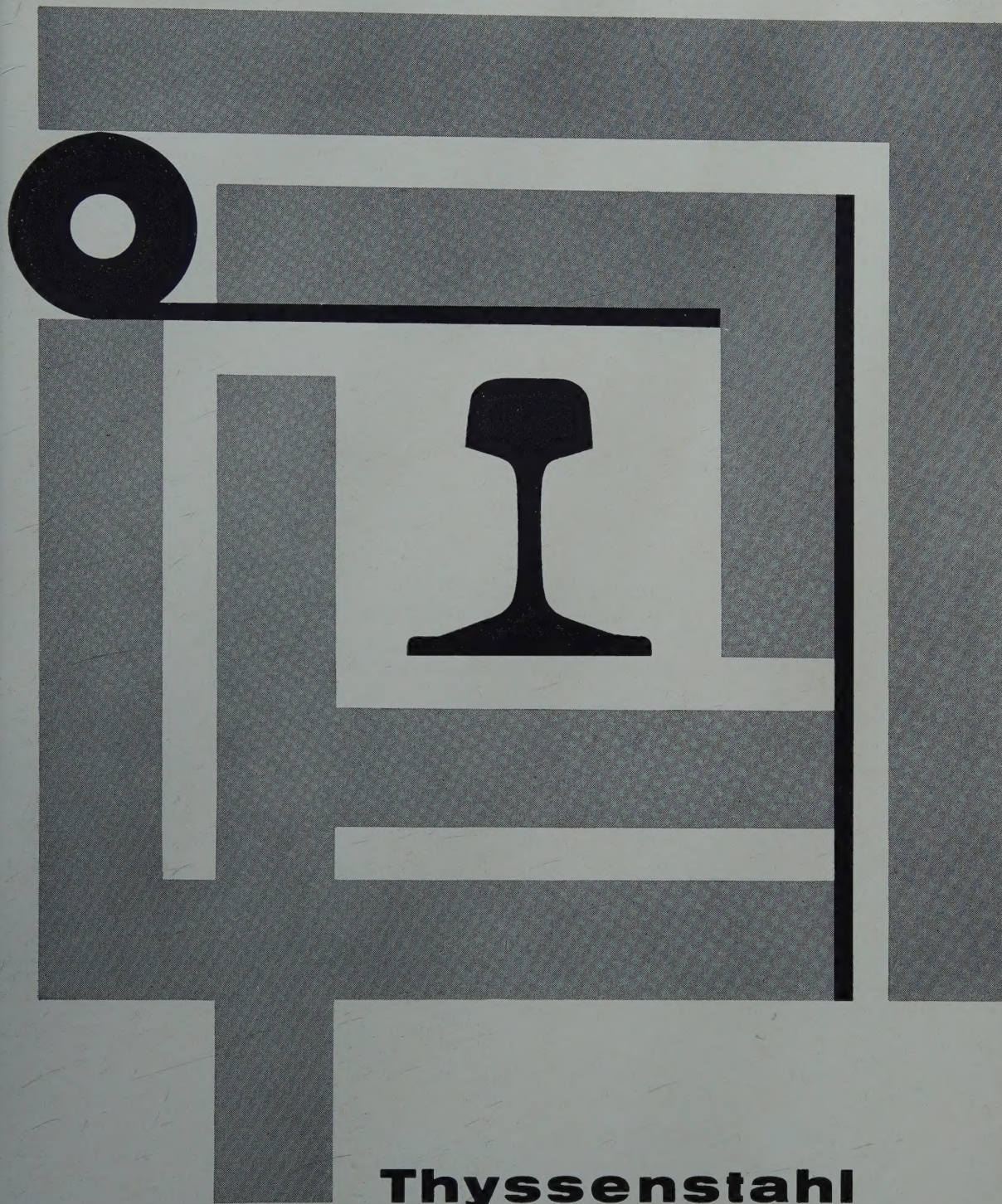
veredelt **Beton, Putz, Gips**, indem man es dem Anmochwasser zurißt. Prosp. d. **Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern**



LORENZ
Beton-Bohrpfähle

bei unsicherem Baugrund bedrohten Bauwerken, Spundwandverankerungen u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT LORENZ & CO. M.B.H. BERLIN-WILMERSDORF
G.M.B.H. ISERLOHN
ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT LORENZ & CO. M.B.H. LUBECK-HAMBURG-KIEBIS



011/4b

Thyssenstahl



durch Jahrzehnte zu hochwertiger Qualität entwickelt, ist der zuverlässige Werkstoff unserer in modernsten Werksanlagen hergestellten Erzeugnisse.

AUGUST THYSSEN-HÜTTE AG · DUISBURG · HAMBORN



Leicht und widerstandsfähig, ist das Stahlrohr
das geeignete Element für kühne und formschöne
Konstruktionen. Es erfüllt alle Anforderungen
des Architekten und Baumeisters an technische und
wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres ergeben eine
beträchtliche Einsparung an Material und Kosten für
Transport und Aufbau. Seine glatte und
verhältnismäßig kleine Oberfläche ist leicht gegen
Korrosion zu schützen. Daher bewährt es sich
für den Bau von Gittermasten, Radartürmen und dgl.

Wir stehen Ihnen mit
unseren Erfahrungen gern zur Verfügung.

PHOENIX - RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF